Die Wasserkräfte, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung

Adolf Ludin

Library
of the
University of Wisconsin

Digitized by Google

Digitized by Google

A. Ludin

Die Wasserkräfte

Zweiter Band

Digitized by Google

Die Wasserkräfte

ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung

Ein technisch-wirtschaftliches Lehr- und Handbuch

Von

Dr.-Ing. Adolf Ludin
Großherzogl. Bauinspektor

Zwei Bände

Mit 1087 Abbildungen im Text und auf 11 Tafeln

Preisgekrönt von der
Kgl. Akademie des Bauwesens in Berlin

Zweiter Band

Berlin
Verlag von Julius Springer
1913

Digitized by Google

Copyright 1913 by Julius Springer in Berlin.

Druck von Oscar Brandstetter in Leipzig.

Digitized by Google

176842
AUG -7 1913
SV
L96
2

6492607

Dritter Hauptteil.

Technische Einzelheiten von Wasserkraftanlagen.

Digitized by Google

I. Stauwerke und Wasserfassungen.

Zweckbestimmung. Stauwerk und Wasserfassung, wenn schon in wirtschaftlich-theoretischer Beziehung streng auseinander zu halten, weil das eine „feste", das andere von der Wasserausnutzung abhängige „veränderliche" Aufwendungen bedingt, gehören in technischer Beziehung ebenso untrennbar zusammen. Gibt es doch Fälle, wo von den drei denkbaren Zwecken eines Stauwerkes: Gefällszusammenlegung, Wasseraufspeicherung, Wassereinleitung, eben der letztere ganz allein in einer Anlage verkörpert ist, z. B. bei den unter „Gersthofen" und „München" beschriebenen Wehranlagen an Lech und Isar, oder beim Kubelwerk usw. Aber auch wo die Beteiligung der beiden andern Zwecke mehr hervortritt, wie z. B. derjenige der Gefällszusammenlegung im Schützenwehr von Beznau oder Tuilière, im Staudamm von Steinbusch oder Beßwitz, oder in den Sperrmauern von Queuille, oder daneben derjenige der Speicherwirkung wie in der Möhnetalsperre u. a., bleibt die enge, räumliche und konstruktive Beziehung zwischen Stauwerk und Wasserfassung erhalten.

Arten der Stauwerke. Dabei kann das Stauwerk selbst, wie schon die oben angeführten Beispiele in Erinnerung bringen, in der verschiedensten Weise angelegt sein. Es kann einmal, in bezug auf die Abmessungen, den ganzen Abstand vom niedrigen Überfallwehr (Rheinfelden, Kubel) über das mittelhohe Stauwehr (Tuilière, Steinbusch) bis zur hochaufragenden Talsperre (Heimbach, Löntschdamm) durchlaufen. Daneben kann es in bezug auf die Art der Hochwasserabführung als fester Überfallrücken (Kubel, Möhne) einen dauernden Stau bewirken und das Hochwasser über die Krone ablaufen lassen, oder es kann als bewegliches Wehr (Beznau, Schweinfurt, Tuilière) in der Hauptsache aus einer bei Hochwasser wegzunehmenden Stauwand bestehen, deren feste Pfeilereinbauten einen nur unbedeutenden dauernden Stau zurücklassen. Endlich können beide Bauweisen vereint an einem Bauwerk auftreten, so daß ein größerer Teil bewegliche Stauwand, ein anderer feste Schwelle ist (München, Mühltal) (solche Wehre werden vielfach als „gemischte" bezeichnet, die Unterscheidung ist aber von geringer Bedeutung, weil die allerwenigsten Wehre ganz fest, oder ganz beweglich sind). Beide Einteilungsgrundsätze, nach der Stauhöhe und nach der Art der Hochwasserabführung, decken sich nicht unbedingt in der Weise, daß jedes feste Wehr auch ein niedriges, jedes bewegliche auch ein mittelhohes sei, abgesehen davon, daß man bei den Talsperren leicht in Verlegenheit kommen würde, welcher Abteilung sie einzureihen wären. Denn tatsächlich geht der Bereich der festen Wehre ganz stetig in den der „hohen" Talsperren über, und andererseits kommen auch bewegliche Wehre von ganz geringer Höhe vor. Dies sei hier vorausgeschickt, um über die Bedeutungsgrenzen jeder auf diesem formenreichen Gebiet angewandten Systematik keinen Zweifel zu lassen.

Für die weitere Darstellung sei dann die Einteilung: feste Wehre (lies: niedrige), bewegliche Wehre und Talsperren (lies: hohe Wehre) zugrunde gelegt. Die Talsperren nehmen dabei eine Sonderstellung gegenüber den festen und beweglichen Wehren ein und sollen im folgenden daher ganz für sich behandelt werden, die Wehre dagegen in der Weise gemeinschaftlich, daß zuerst die Bauweise, namentlich die Querschnittsausbildung für die festen und beweglichen Wehre getrennt und hernach die Gesamtanordnung mit Einschluß der Wasserfassung für beide Arten zusammen besprochen wird. Die gleiche Einteilung wird dann noch einmal besonders auf die Talsperren angewandt werden.

Digitized by Google

1. Feste Wehre.

Ganz allgemein können die an jeden Teil einer Wasserkraftanlage zu stellenden Forderungen durch folgende drei Worte ausgedrückt werden: Leistungsfähigkeit, Betriebssicherheit, Wirtschaftlichkeit.

Für eine Wehranlage ergeben sich daraus folgende Ansprüche:

A. **Leistungsfähigkeit.** 1. Möglichste Wasserdichtigkeit, weil Wasser- bzw. Stauhöhenverluste gleich Arbeits-, also unmittelbar gleich Geldverlusten sind. Die Erfüllung dieser Forderung ist überdies in der Regel schon ein Gebot der Sicherheit.

2. Hydraulische Leistungsfähigkeit: gleich Fähigkeit, das größte vorkommende Hochwasser unter Einhaltung der gegebenen Staugrenzen abzuführen.

Bekanntlich berechnet sich die abgeführte sekundliche Wassermenge bei einem reinen Überfallwehr (unter Vernachlässigung der Anlaufgeschwindigkeit) aus: $Q = \mu \cdot \frac{2}{3} h \sqrt{2gh}$, worin h = Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel und Wehrkrone und μ der Wirkungsgrad oder die Abflußziffer, die von der Form des Überfallrückens und der seitlichen Wangen, von der Lichtweite und Überfallhöhe abhängt, für scharfkantigen Wehrkörper etwa 0,6 bis 0,65 beträgt, für einen in sanfter Überführung gewölbten langen Rücken dagegen bis auf etwa 0,8 steigen kann. Je höher dieser Wirkungsgrad, um so kürzer (quer zum Fluß) darf man beispielsweise bei gegebener Nieder- und Hochwasserstauhöhe ein Wehr anlegen, oder bei gegebener Hochwasserstauhöhe und angenommener Wehrbreite: um so höher kann man den festen Niederwasserstau ansetzen [1]).

B. **Betriebssicherheit.** Hier gleich Dauerhaftigkeit: Grundbedingung, die für Wasserkraftelektrizitätswerke ganz besondere Bedeutung hat. In Hinsicht der Unterhaltungskosten trifft dieser Anspruch zusammen mit dem dritten:

C. **Wirtschaftlichkeit.** Die zerstörenden Kräfte, die hierbei berücksichtigt sein wollen, sind einmal der rein statische Wasserdruck auf die vordere (wasserseitige) Stirnfläche, der den Wehrkörper umzustürzen und fortzuschieben bestrebt ist, und der gleichfalls auf Umkippen hinwirkende, sehr gefährliche Unterdruck des möglicherweise unter die Bauwerkssohle oder in Haarrisse des Wehrkörpers selbst eindringenden Stauwassers. Ferner gehören hierher die verschiedenartigen dynamischen Angriffe, also die kolkende Wirkung des überstürzenden Wassers unterhalb der Wehrschwelle, der man durch Anlage von befestigten Abschußböden entgegenarbeitet, die unterspülende der vielleicht unter dem Wehrkörper hinziehenden Wasseradern, der man durch Spundwände, Abfangsporen usw. begegnet, ferner die oberflächlich angreifenden Stoß- und Reibungskräfte der großen Schwimmkörper bei Hochwasser (Hölzer, Geschiebe, Eisschollen), endlich die zerstörende Wirkung des Frostes an der Luftseite, gegen die man durch entsprechende Verkleidung mit festen Steinen oder mit Holz ankämpft.

Erst in zweiter Linie, nämlich soweit die eben angeführten andern Ansprüche nicht dadurch beeinträchtigt werden, ist die Wirtschaftlichkeit in möglichster Wohlfeilheit der Ausführung zu suchen.

Die verschiedenen Bauweisen gegenüber obigen Grundforderungen.

Geschüttete Wehrkörper.

Die früher namentlich in holzreichen Gebirgsländern mit Vorliebe angewendeten Steinkistenwehre sind im neuzeitlichen europäischen Wasserkraftausbau so gut wie aufgegeben.

Der Wehrkörper bestand bei dieser Bauweise aus starken räumlichen Holzgefachen, die mit grobem Flußgeschiebe oder Bruchsteinen ausgepackt, vielleicht noch durch eine Erdanschüttung im Oberwasser oder eine Spundwand gedichtet waren.

[1]) Für Berechnung der Staukurve bedient man sich mit Vorteil der von Danckwerts-Braunschweig aufgestellten Linientafel (Wiesbaden 1906).

Digitized by Google

Die erreichbare Wasserdichtigkeit ließ bei nicht ganz geringer Stauhöhe ebenso zu wünschen übrig, wie die Dauerhaftigkeit. Namentlich war es die Fäulnishäufigkeit des in der luftseitigen Böschung wechselnder Trockenheit und Nässe ausgesetzten Holzes, die die Lebensdauer dieser, in holzreichen Gegenden an sich billig herzustellenden, Wehre stark verkürzte und ihre Unterhaltung teuer machte. Es wird jetzt im Wasserbau immer mehr als ein durch vielseitige Erfahrung erhärteter Grundsatz anerkannt, das Holz als tragenden und wesentlichen Konstruktionsteil möglichst nur noch da zu verwenden, wo es dauernd im Wasser liegt, also in Pfahlrosten, Spundwänden usw. Im äußern Aufbau wird man es höchstens als auswechselbare Verkleidung für massive Wehrkörper anwenden, wo es tatsächlich, wie nachher noch an einzelnen Beispielen zu zeigen, große Vorteile bieten kann.

In Nordamerika hat man, begünstigt durch den vorhandenen Holzreichtum und das Vorkommen geeigneter Holzarten (red wood, yellow pine) noch bis in die jüngste Zeit herein gerne zum Holzbau gegriffen. Abb. 529 stellt ein solcherart bei Monticello (Indiana) am Tippecanoefluß im Steinkistenbau ausgeführtes Überfallwehr dar, das erst im Jahre 1908 an Stelle eines alten niedrigen Dammes erbaut worden ist. Dieses ältere, gleichfalls im Holzbau ausgeführte Wehr, das früher zum Betriebe von Mühlen gedient hatte, sollte beim Umbau der Anlage auf Elektrizitätserzeugung ursprünglich beibehalten werden. Es stellte sich aber, bezeichnenderweise, heraus, daß es dafür in zu schlechtem Zustande war.

Als ein anderes, wegen seiner Größe bemerkenswertes Beispiel sei der erst um 1910 vollendete Steinkistendamm im Missouri bei Great Falls (Montana) angeführt, der 8,4 m hoch und 350 m lang ist (ausführliche Darstellung siehe in Eng. Record. 12. III. 1910; vgl. auch Eng. News 26. IV. 1906). Gleichfalls als ein hervorragendes Beispiel des Holzwehrbaues kann noch Abb. 603 herangezogen werden. Dieselbe stellt ein bewegliches Wehr im Wisconsinfluß bei Kilbourne mit einer Stauhöhe von 5,4 m dar, dessen Stauschwelle nebst dem ausgedehnten Abschußboden größtenteils in Steinkistenbau hergestellt ist.

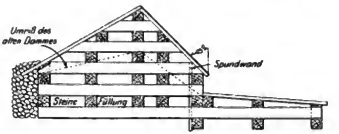


Abb. 529. Steinkastenwehr bei Monticello. Maßstab 1:110.
(Eng. Rec. 27. Nov. 1909.)

Für die extensive Wirtschaftsweise des Landes und die vielfach erst im vollen Fluß des Werdens begriffenen Zustände, namentlich des holzreichen Westens, bietet natürlich eine an sich der Vergänglichkeit mehr ausgesetzte Bauweise weniger Abschreckendes, als für die ruhiger fortschreitenden und auf weitere Zukunft hinaus sicherer zu überschauenden Unternehmungen Europas.

Immerhin soll mit den obigen Ausführungen dem Holzwehrbau nicht unterschiedslos und unbedingt die Daseinsberechtigung abgesprochen werden: In den holzreichen Gebirgstälern, beispielsweise Oberbayerns, des Schwarzwaldes usw. wird man für kleinere Unternehmungen ganz gut auch einmal ein Holzwehr zulassen können. Die Ersparnisse können hier bei der Wohlfeilheit des Holzes und der Kostspieligkeit des (oft nur auf schwierigen Anfuhrwegen beizubringenden) Zementes so groß sein, daß man gerne die Unannehmlichkeit der alle 20 bis 30 Jahre wiederkehrenden, durchgreifenden Erneuerungen in Kauf nehmen wird.

Auf alle Fälle, auch wo das Holz nur als Verkleidung dient, sollte man danach trachten, das in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen Fäulnis die anderen Nadelhölzer weit übertreffende Lärchenholz zur Verfügung zu bekommen. Die Forstverwaltungen würden sich ein Verdienst erwerben, wenn sie diese, bisher zu wenig angebaute und daher unverhältnismäßig teuere Holzart mehr pflegen würden. —

Dämme aus reiner Steinschüttung, oder Kies- und Lettenkörper mit Befestigung durch schweren Steinbelag, Mörtelpflaster usw., lassen als Überfallwehre gleichfalls bezüglich der Dauerhaftigkeit viel zu wünschen übrig und sind in Flüssen mit starken Eisgangserscheinungen sehr gefährdet, weil sie, wenn erst die schützende Außenschicht auch nur an einer Stelle angegriffen ist, in kürzester Zeit völlig zerstört werden.

Digitized by Google

Solche niedrigen geschütteten Grundschwellen finden sich aber noch vielfach. Beispielsweise gehört hierher das alte Ruhrwehr bei Blankenstein (S. 290). Auch Abb. 557 zeigt ein solches, neuerdings mit Stauaufsatz erhöhtes Wehr bei Plettenberg (Westfalen). Die Bauweise ist indes heute nicht mehr beliebt, weil ihr Vorteil, die größere Wohlfeilheit der Anlage, bei den verhältnismäßig geringen Abmessungen der meisten Überfallwehre gegenüber dem Nachteil der zweifelhaften Dauerhaftigkeit keinen genügenden Anreiz zur Ausführung bietet.

Man hat auch wohl die Ausführung insofern zu verbessern gesucht, als man den geschütteten und vielleicht noch gestampften Kern mit einer kräftigen Betonschale überzog: Eselrückenwehr. Einen derartig ausgebildeten Querschnitt besitzt z. B. das 1894 erbaute Isonzowehr bei Sagrado[1]) (Abb. 530, 531), das bei etwa 2 m Niederwasserstauhöhe an der stärksten Stelle, nahe dem am linken Flügel des (schiefen) Wehrs befindlichen Kanaleinlaß, 12,73 m Fußbreite hat. Der Wehrkörper besteht aus einem zwischen 4 m tiefgehenden Spundwänden auf tragfähigen groben Schotter geschütteten Kiesdamm, dessen Betonschale zum Schutz gegen die überaus starke Geschiebeführung nochmals mit einem Quaderbelag aus harten Kalksteinen abgedeckt ist. Diese Quaderschicht wird durch fest mit dem Wehrkörper und den Spundwänden verankerte eingelegte Balkenrippen in rautenförmige Felder abgeteilt, die etwa entstehende Anbrüche des Schutzpflasters begrenzen sollen. Das Wehr hat sich trotz der regelmäßig heftigen Hochwasser dieses Südalpenflusses (Verhältnis zwischen M. N. W. und M. H. W.: 21,5:1100 cbm/sek) bisher gut gehalten; Eis kommt nicht vor. Allerdings sind derartig gebaute Wehrkörper auch schon ebensogut als massiv zu bezeichnen und bei einiger Höhe kommen sie nicht billiger als ein solcher etwa vom Typ des Münchner Südwehrs (Abb. 279), sofern sie nicht gerade auf losem Baugrund etwa die Anlage eines Pfahlrostes ersparen (wegen Verteilung der Last).

Abb. 530. Eselrückenwehr im Isonzo bei Sagrado. Maßstab 1:200.
(Abb. 530 und 531 aus Allgem. Baustg. 1907.)

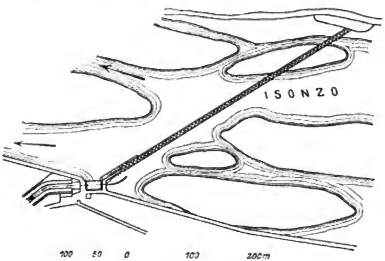


Abb. 531. Schräges Wehr im Isonzo bei Sagrado.

Eine, namentlich auf größeren Schutz gegen Sackungen der Füllung abzielende, Verbesserung haben die verkleideten Dämme neuerdings mehrfach durch Anwendung der Eisenbetonbauweise erfahren. Da aber der Eisenbeton bei neu anzulegenden niedrigen Wehren zweckmäßiger auch gleich als tragender Körper in später noch zu beschreibender Weise angewandt wird, darf man dieser Ausführungsform wohl hauptsächlich nur eine Bedeutung für die Wiederherstellung älterer Schüttungswehre zusprechen[2]). Eine derartige Verbesserung wurde in größerem Maßstabe beispielsweise mit entschieden großem Vorteil von Ingenieur Froté an dem (mit Schützen-

[1]) Nach Mitteilung der Verwaltung der Officine Elettriche del Isonzo in Triest und Allgem. Bztg. 1907, S. 33 ff.

[2]) Siehe jedoch als interessante Zwischenform Abb. 749a.

Digitized by Google

aufsätzen versehenen) Dammwehr bei Bellefontaine im Doubs im Jahre 1909 angewendet (Abb. 532, 533)[1]).

Eine eigenartige Anwendung der offenen Steinschüttung, mit den alten Steinwuhren aber nur sehr entfernt noch verwandt, ist die Stauschwelle von Ventavon, die aus mächtigen Betonprismen von 1,0·1,0·1,5 m Seitenlänge zusammengesetzt ist (Abb. 337). (Der Untergrund des Durancebettes besteht dort, wie S. 536 erwähnt, aus Kalkschotter, der durch eingemischte feine Schiefersplitter und Kalkschlamm gute natürliche Dichtigkeit erhalten hat.) Der Niederwasserschlauch des Flusses ist durch ein festes Betonwehr mit anschließender Grundschleuse gesperrt. Um eine gleiche Anordnung in dem noch rd. 200 m breiten Mittel- und Hochwasserbett zu ersparen, hat man den Abschluß aus den lose auf- und voreinander gesetzten, durch schwere Gliederketten miteinander verklammerten Betonklötzen hergestellt. Diese sehr einfache und verhältnismäßig billige Bauweise genügte für den gegebenen Zweck vollständig, da es nur darauf ankam, eine Verwerfung des Talweges bei Hochwasser nach dem falschen Ufer zu verhindern. Auch wird der Blockwall bei kleinen Wasserständen überhaupt vom Wasser nicht benetzt, weil er durch die fast auf Kronenhöhe aufgelaufenen vorgelagerten Geschiebebänke gedeckt ist. Die ganze, sehr beachtenswerte Bauweise stellt ein Mittelding zwischen Steinschüttung und festem Betonwehr dar.

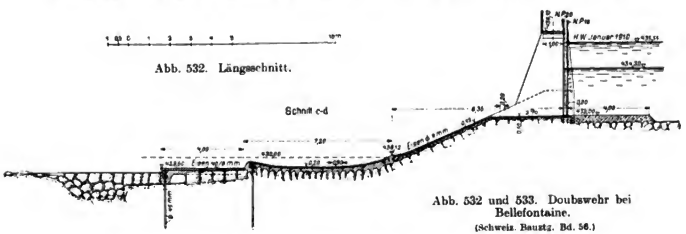


Abb. 532. Längsschnitt.

Schnitt c-d

Abb. 532 und 533. Doubswehr bei Bellefontaine.
(Schweiz. Baustz. Bd. 56.)

Von der ersten hat sie die Wohlfeilheit der Ausführung, von dem zweiten die Widerstandsfähigkeit, ohne doch, wie ein zusammenhängendes massives Wehr, gegen örtliche Kolkungen gleich empfindlich zu sein. In der Rhône, bei ähnlichen Geschiebe- und Untergrundverhältnissen, hat sich die Bauweise schon bewährt am Blockwehr des Werkes Jonage [2]).

Nach Zahl der ausgeführten Anwendungen und den Anwendungsmöglichkeiten kommt aber zweifellos die größere Bedeutung den aus Mauerwerk, Beton, neuerdings auch Eisenbeton als zusammenhängende Körper hergestellten massiven Wehren zu, die darum hier etwas eingehender behandelt werden sollen.

Massive Wehrkörper.

Gründung. So widerstandsfähig von Hause aus die massiven, aus Stampfbeton oder Mauerwerk, ausgeführten Wehrkörper gegen Strömungs- und Eisgangsangriff oder Frost sind, ebenso empfindlich sind sie gegen ungleichmäßige Setzungen des Untergrundes, die namentlich bei losem Baugrund durch Kolkung oder Unterspülung in sehr gefährlichem Umfang herbeigeführt werden können.

Auf Kies und Sandboden ist die an sich kostspielige Anwendung von Spundwänden, nötigenfalls bei grobem Geschiebe: eiserner, nicht zu umgehen. Eine tief, womöglich bis in undurchlässige Bodenschichten greifende Wand an der Oberwasserseite muß dem Druckwasser von vornherein den Weg abschneiden, mindestens ihn verlängern und erschweren. Sie nötigt die Wasseradern zur Umgehung und erzwingt so bedeutende

[1]) Schw. Bztg. Bd. 56. Nr. 9.
[2]) Bei Lyon, C. d. B. v. 25. VIII. 1900.

Digitized by Google

Druckverluste, wodurch wieder die Strömungsgeschwindigkeit und die Spülkraft herabgesetzt werden. Eine zweite, vielleicht etwas weniger tiefgehende Spundwand wird oft an der untern Begrenzung der Sturzbettes anzubringen sein; sie dient mit der ersten zusammen beim Bau zur Einschließung der Grube und ist im Bestand besonders deshalb wertvoll, weil sie die doch nie ganz zu vermeidende Kolkung im Unterwasser bei genügender Spundwandtiefe verhindert, nach rückwärts unter das Sturzbett fortzuschreiten.

Wo Spundwände sich nicht schlagen lassen, z. B. in schwerem Geröll, treten wohl tiefgreifende, nötigenfalls im Druckluftverfahren abgesenkte, Betonsporen an ihre Stelle, und in sehr unsicherem Baugrund vereinigt man wohl auch Betonsporen mit Spundwänden, um höhere Dichtigkeit zu erzielen und einen massigen fangedammartig wirkenden Abschlußkörper von eigener Standfestigkeit zu erhalten (Wangen a. A., Abb. 217).

Als ein wertvolles Mittel zur Erhöhung der Sicherheit gegen Unterquellung verdient auch die Vorlage eines Lettenschlags erwähnt zu werden. Ein solcher ist z. B. mit gutem Erfolg bei verschiedenen auf Sandboden errichteten Bewässerungswehren im Nepeanfluß (Australien) bei Camden und Cobitty verwendet worden (Abb. 534). Das Auftreten kleiner Quellen am unteren Wehrfuß konnte zwar bei diesen Ausführungen nicht verhindert

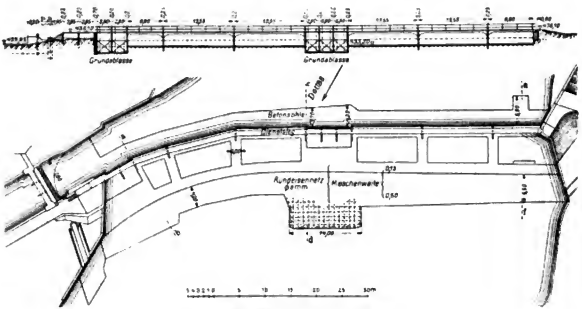


Abb. 533. Grund- und Aufriß.

werden, aber für den Bestand der Wehre bilden dieselben keine Gefahr. Zum Schutz gegen Abschwemmung durch Hochwasser und Abschälung durch Geschiebegang muß eine solche Lettenplatte natürlich, wie es die Abbildung zeigt, durch eine entsprechend schwere gepflasterte Anlaufpritsche geschützt werden[1]).

Je größer die beabsichtigte Stauhöhe, um so sorgfältiger will die Frage der Sicherung gegen Unterspülung geprüft und behandelt sein. Hierher gehört nicht zum wenigsten auch die Notwendigkeit eingehender Bodenuntersuchungen durch Bohrlöcher oder Prüfschächte (Sondiernadel vielfach trügerisch), welche Arbeiten unbedingt schon vor der Aufstellung eines Bauentwurfs, zum allermindesten aber vor Inangriffnahme der Bauarbeiten erledigt sein sollten. Daß Oberflächlichkeit und Sparsamkeit hier sich schwer rächen, mußte früher am Beispiel der Anlage Beßwitz gezeigt werden. Auch Wangen a. A. gehört in gewisser Beziehung hierher, da man dort den Bauvoranschlag in Erwartung einer günstigeren Bodenart, als sie sich nachher zeigte (Flugsand), aufgestellt hatte. Einen Fall endlich, wo zwar die Gefährlichkeit des Baugrundes erkannt, aber aus Sparsamkeit mit unzulänglichen Mitteln bekämpft wurde, stellt der am 14. April 1907 eingetretene Bruch des Hausersseewehres am Missouri[2]) dar, der später besprochen werden soll (S. 976).

[1]) Eng. Rec. 4. VI. 1910.
[2]) Eng. News 14. XI. 07 u. 30. IV. 08; auch B. u. E. 1908, S. 377.

Digitized by Google

In geschiebeführenden Flüssen muß man sich überdies im allgemeinen immer auf eine Sohlensenkung im Unterwasser gefaßt machen, weil es auch bei niedrigen Wehren oft einige Jahre dauert, bis das Wehr im Oberwasser so verkiest ist, daß das Geschiebe

Abb. 534. Überfallwehr auf Sandboden im Nepeanfluß (Australien). Maßstab etwa 1:250. (Eng. Rec. 1910).

im alten Maße weiter zu wandern vermag: in der Zwischenzeit aber betätigt der vom Geschiebe entlastete Fluß seine freie Kraft durch Abtragung der Sohle im Unterwasser (das ist beispielsweise in Gersthofen in ausgedehntem Umfang eingetreten, S. 443).

Abb. 535. Unterwasseransicht vom Klärbecken aus.

— Daß man umgekehrt bei der Stauberechnung die zu erwartende Sohlenerhöhung im Oberwasser nicht unbeachtet lassen darf, bedarf kaum einer besonderen Hervorhebung. —

Ein sehr wichtiger Punkt ist der Uferanschluß. Die Spundwände sollten an den Ufern tief in gewachsenen Boden einbinden, um eine Umgehung der Wehranlage durch

Abb. 536. Oberwasseransicht und Blick auf Einlaßbauwerk. (Aufn. von Buisson.)

Abb. 535 und 536. Tessinwehr bei Lavorgo (Biaschinawerk).

Digitized by Google

das Stauwasser zu verhindern. Die Landanschlüsse selbst sind, wenn irgend möglich, hochwasserfrei zu legen und als sanft übergeführte Wangenmauern auszubilden, andernfalls mindestens gut, durch schweres Pflaster usw. zu befestigen, um Flügelangriffe bei überströmendem Hochwasser und Eisgang zu verhüten. Verbindungsspundwände, unter dem Wehrkörper, in der Flußrichtung laufend, sind tunlichst zu vermeiden, weil ihre Berührungsflächen mit dem Erdreich einem Weg kleinsten Widerstandes bilden und das Wasser anziehen. Nach diesen Grundsätzen sind beispielsweise die Isarwehre der Stadt München und das Lechwehr von Gersthofen angelegt (Abb. 278, 279, 293, 294, 246 und 247).

Auf undurchlässigem Untergrund, gar etwa festem Felsboden, vereinfacht sich demgegenüber die Gründung bedeutend. Der Wehrkörper kann da mehr oder weniger oberflächlich aufgesetzt werden, wenn nur durch sattes Anbetonieren und Ausfüllung etwaiger Spalten für gute Abdichtung gesorgt wird. Einen in dieser Beziehung besonders ausgeprägten Typus stellt das Tessinwehr des Biaschinawerkes bei Lavorgo vor (Abb. 535 und 536), bei dem der Sparsamkeit soweit nachgegeben werden durfte, daß ein im Flußbett aufragender Felsriegel als Bestandteil des Wehrkörpers ausgenutzt wurde.

Querschnittsausbildung mit Rücksicht auf Standfestigkeit. Was die Standfestigkeit (das ist die Widerstandsfähigkeit gegen Umkippen und Wegschieben) anbelangt, so ist ihre Feststellung in erster Reihe Sache der statischen Berechnung, auf die hier nicht weiter eingegangen zu werden braucht. Je nach den Untergrundverhältnissen und der Bemessung der Spundwanddichtung wird man dabei den Sohlenauftrieb mehr oder weniger voll in die Rechnung einsetzen müssen, unter Umständen aber auch ganz vernachlässigen dürfen. Dabei muß man sich indes gegenwärtig halten, daß bei mittlerer Stauhöhe die damit zu erzielende Massenersparnis gering und ein kleines Mehr an Widerstandsfähigkeit nur erwünscht sein kann im Hinblick auf die sonstigen Angriffe, Stöße von antreibenden Baumstämmen, Eisschollen, Schub der im Oberwasser sich bildenden Eisdecke usw., die gewöhnlich in der Berechnung nicht besonders berücksichtigt werden.

Unter den, namentlich in Amerika nicht ganz seltenen Fällen, wo zu große Sparsamkeit die Zerstörung eines Stauwehres verschuldet hat, sei derjenige des 6,6 m hohen Wehrs bei Hot Springs (Süd-Dakota) herausgegriffen[1]). Dieses aus Beton mit 40% eingelegten großen Steinblöcken hergestellte Bauwerk war sehr sparsam, ohne Berücksichtigung auch nur einer teilweisen Unterdruckwirkung berechnet, und entsprechend schlank ausgefallen, nämlich Fußbreite: Höhe 1:1,54. Der Wehrkörper war dabei nur glatt auf den bloßgelegten Sandsteinfelsen aufgesetzt und in oberflächlicher Weise, durch 90 cm lange, allseits 1,8 m voneinander abstehende Quadrateisen mit dem Grund verankert. Anläßlich einer Hochflut, die durch den Bruch eines etwa 400 m oberhalb stehen gebliebenen ausgedienten Steinkistenwehres noch verstärkt wurde, brach das etwa 50 m breite Wehr im wagrechten Sinne in vier Stücke auseinander. Die beiden Flügel blieben stehen; die zwei mittleren Stücke wurden, ohne umzufallen, einige Fuß flußabwärts verschoben. Die sehr glaubhafte Erklärung dieses Unfalles geht dahin, daß in die natürlichen Fugen des Sandsteins nach und nach Druckwasser eingetreten sei, diese unter dem Hochwasserüberdruck vollends gelüftet habe, worauf das Wehr brach und die einzelnen Stücke nun auf der durch Druckwasser „geschmierten" Grundfläche abwärts geschoben wurden. Hier wäre also neben einer sorgfältigen Abdichtung im Oberwasser, durch Beton- oder Lettensporen, eine stärkere Bemessung des Wehrquerschnittes nötig gewesen, um dem Eintreten von Druckwasser schon durch reine Auflastwirkung zu begegnen.

Allgemein wird nun ein massiver Staumauerquerschnitt bei Beobachtung der Trapez- und Kernregel am kleinsten, wenn die Wasserseite annähernd senkrecht, die Luftseite entsprechend gebösch t ist[2]), und kann etwa aussehen wie Abb. 537. (Die Abbildung gibt den Wehrquerschnitt des Schnalstalwerkes bei Meran wieder. Das Wehr sitzt teils in festem Gneis, teils in schwerem Bachgeröll, besteht aus Stampfbeton 1:9 und ist an der Wasserseite durch einen 15 mm starken fetten Zementglattstrich besonders gedichtet. Eine Brettverschalung, auf einbetonierten Pfetten auswechselbar aufgenagelt, schützt den Verputz gegen mechanische Verletzung.)

[1]) Eng. Rec. 9. V., 27. VI., 11. VII. 1908.
[2]) Vgl. Eng. Rec. 13. VI. 1908.

Digitized by Google

Gewisse sonst gebotene Rücksichten können, namentlich bei niedrigen Wehren, manchmal dazu veranlassen, eine größere Kronenbreite zu geben. Dies ist z. B. bei den Münchner Wehren (Abb. 279, 280, 294) der Fall gewesen, wo man zur Erzielung größerer Massenwirkung gegen den Eisstoß die an sich statisch-wirtschaftlich etwas günstigere Dreieckform gegen eine rechteckige Grundform vertauscht hat. Deren breitere Krone ist dann vom Oberwasser her abgerundet, um den Wirkungsgrad und den Übergang von Eis, Geschiebe und Treibholz zu erleichtern, den Wehrkörper zu schonen und Stopfungen vorzubeugen. Gelegentlich vereinfacht man diese Ausbildung wohl auch dahin, daß man den Wehrrücken zu diesem Zweck einfach dachförmig ansteigend anlegt (Abb. 234).

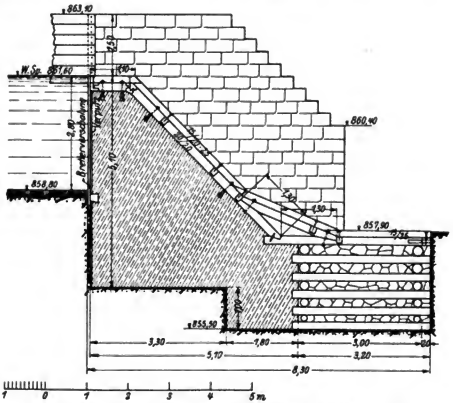


Abb. 537. Wehr im Schnalserbach bei Meran. Maßstab 1:100.

Querschnittausbildung mit Rücksicht auf den Abflußvorgang. Neben den rein statischen Einflüssen wollen, wie bereits bemerkt, auch die dynamischen Wirkungen des überfallenden Wassers berücksichtigt sein, und zwar sowohl in Hinsicht des hydraulischen Wirkungsgrades, wie in derjenigen einer möglichst unschädlichen und ruhigen Abführung.

Überfallleistung. Die Überfallmenge Q eines scharfkantigen Wehrs der Länge l berechnet sich nach Bazin bei gut belüftetem Strahl aus der Formel

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot l\sqrt{2g}\,h^{1\frac{1}{2}}\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+t}\right)^2\right].$$

Hierin bezeichnet:

g die Beschleunigung der Schwere,

h die Höhe des Stauspiegels über Wehrrücken, in einer Entfernung von mindestens $3\,h$ oberhalb der Wehrrückwand zu messen[1]) vermehrt um die Geschwindigkeitshöhe[2]) $\frac{v^2}{2g}$ des ankommenden Wassers,

t die Wassertiefe oberhalb des Wehrs,

[1]) Vgl. Rehbock, Überfälle S. 19.

[2]) Genauer: um einen nahe an 1,0 liegenden Bruchteil dieser Geschwindigkeitshöhe. Die Geschwindigkeit berechnet sich aus Wassermenge und gestautem Flußquerschnitt oberhalb des Wehrs. Über einige Leistungsfeststellungen an bestehenden großen Stauwehren (Talsperren) vgl. Eng. News 29. IX. 1910.

Digitized by Google

μ einen Beiwert, der nach neueren Untersuchungen namentlich Rehbocks (bei Ausschluß seitlicher Strahleinschnürung, Leitwände) am zutreffendstem aus folgender Formel bestimmt wird:

$$\mu = 0{,}609 + \frac{0{,}001}{h - 0{,}004}.$$

In der praktischen Ausführung erhalten alle nicht ausgesprochenen Meßzwecken dienenden Überfallwehre einen mehr oder minder breiten Rücken und mehr oder minder gebrochene Kanten, auch wird häufig die oberwasserseitige Stirn im Gegensatz zu den grundlegenden Annahmen obiger Gleichung nicht senkrecht, sondern geneigt angelegt, meist fehlt auch die Belüftungsmöglichkeit. Dadurch kann der Beiwert μ erheblich beeinflußt werden: er wird kleiner durch die Verbreiterung des im übrigen scharfkantig und wagrecht gedachten Rückens, dagegen größer durch Schräganlauf, Kantenrundung usw. Hierüber liegen Untersuchungen von H. Bazin[1]) und besonders für den praktischen Gebauch geeignete von Prof. G. S. Williams-Michigan vor[2]).

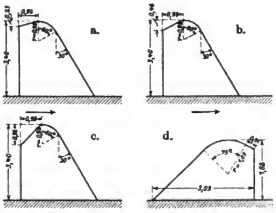


Abb. 538. Modellwehre nach G. S. Williams. (Canad. Eng. 1911.)

Williams untersuchte die vier charakteristischen, in Abb. 538 wiedergegebenen Querschnittsformen, dazu einen rechteckig scharfkantigen und einen dreieckig mit Oberwasserböschung 1 : 1 und senkrechter Luftfläche begrenzten Wehrkörper.

Die beobachteten Überfallmengen dieser Wehrmodelle verglich er mit den an einem scharfkantigen Meßwehr gefundenen, jeweils gleich „1,00" gesetzten und erhielt so folgende Zahlentafel:

Rechteckiger Wehrkörper.

	Kronenbreite in Metern							
h =	0,146	0,284	0,50	0,97	1,79	2,73	3,75	4,96
0,153	0,902	0,830	0,819	0,797	0,785	0,783	0,783	0,783
0,305	0,972	0,904	0,879	0,812	0,800	0,798	0,795	0,792
0,457	1,000	0,957	0,910	0,821	0,807	0,803	0,802	0,797
0,610	1,000	0,989	0,925	0,821	0,805	0,800	0,798	0,795
0,763	1,000	1,000	0,932	0,816	0,800	0,795	0,792	0,789
0,915	1,000	1,000	0,938	0,813	0,796	0,791	0,787	0,784
1,068	1,000	1,000	0,942	0,810	0,793	0,787	0,783	0,780
1,220	1,000	1,000	0,947	0,808	0,790	0,783	0,780	0,777

Dreieckiger Wehrkörper 1 : 1. Abbildung 538.

Grundbreite in Metern		Form			
2,03	3,43	a	b	c	d
1,060	1,060	0,968	0,971	0,971	0,971
1,079	1,079	1,008	1,040	1,040	0,983
1,091	1,092	1,032	1,083	1,092	1,022
1,086	1,097	1,041	1,105	1,126	1,040
1,076	1,096	1,043	1,118	1,146	1,057
1,067	1,095	1,044	1,128	1,163	1,072
1,060	1,094	1,045	1,136	1,177	1,085
1,054	1,093	1,046	1,144	1,190	1,097

[1]) Vgl. Rehbock, Überfälle S. 19.
[2]) Canadian Engineer 30. März 1911.

Digitized by Google

Aus diesen Zahlen geht hervor, daß mit einem möglichst günstig gestalteten Überfallrücken, nämlich einem oben schräg anlaufenden und abwärts der Fallkurve entsprechend gerundeten, sich eine Steigerung der hydraulischen Leistung hier günstigenfalls um 19% erreichen läßt gegenüber dem scharfkantig dünnwandigen Meßwehr.

Die Praxis zieht natürlich aus dieser wichtigen Tatsache mannigfaltige Vorteile.

Freilich wird es sich trotzdem nicht ohne weiteres und überall empfehlen, deshalb unter nicht unwesentlichem Baustoff- und Arbeitsmehraufwand so weit zu gehen, wie es z. B. beim Tessinwehr der Anlage Vizzola (Abb. 539) der Fall war. Man darf nicht übersehen, daß sich in Flüssen mit einiger Sand- und Geschiebeführung im Lauf der Zeit unbedingt Ablagerungen, oft bis zur Wehrkrone reichende, einstellen, die dann doch den größten Teil einer an sich noch so gut angelegten Übergangskurve (vgl. Abb. 536) zudecken. Für das Tessinwehr mag das allerdings nicht zutreffen, weil der Fluß erst 15 km oberhalb aus dem Lago Maggiore austritt und so nur eine ganz unbedeutende Sinkstoffbewegung aufweist. Unter diesen Verhältnissen ist die geschweifte Rückenform gewiß dauernd von Vorteil. Nur hätte sie zur Verminderung der Maurerarbeit auch einfacher in gradlinig zusammengesetztem Umriß angelegt werden können. (Im übrigen soll der zwar in der Sohlenlinie sparsam angelegte Querschnitt dieses Wehres doch wegen der gleich noch näher zu berührenden Form des Abschußbodens nicht als allgemein vorbildlich bezeichnet werden.)

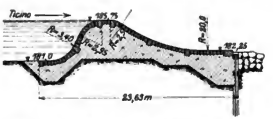


Abb. 539. Tessinwehr des Werkes Vizzola. Maßstab rd. 1:500.

Bei festen Wehren von größerer Höhe, wie sie z. B. in den weiten Strömen Amerikas in großer Zahl ausgeführt sind, ist die Möglichkeit und Nützlichkeit der Anlegung eines geschweiften Kronenanlaufs dagegen ohne weiteres einleuchtend (Abb. 540). Auch dort, wo zwar auch Auflandung, aber doch nur langsamer fortschreitende zu erwarten ist und wo die Eisgänge von Natur gefährlichen Umfang haben, wird man gerne einem niedrigen Wehr eine Anlauframpe, vielleicht aus billigerem Material (Magerbeton usw.) vorlegen (Abb. 541). In allen anderen Fällen aber wird man eine Form, wie sie die Münchner Wehre aufweisen, als in dieser Beziehung vollkommen ausreichend ansehen dürfen.

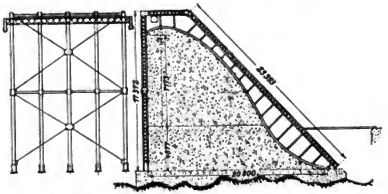


Abb. 540. Susquehannawehr des Mac Calls-Ferrywerkes mit den eisernen Baulehren. Maßstab 1:450.
(Eng. News.)

Von viel weiterreichendem Einfluß als die Ausbildung der obern Stirn ist diejenige der unterwasserseitigen. Hier sind große Unterschiede in den Ausführungen festzustellen (Prag, Schnalstal, Vizzola, Abb. 541, 537, 539), die sich sehr übersichtlich mit den von Rehbock[1]) eingeführten Bezeichnungen in Sturzwehre (Prag) und Schußwehre (Vizzola) einteilen lassen. Die vielfach noch aufgestellte Klasse der Stufenwehre, eine Aufeinanderfolge von kleinen Sturzwehren, kommt seltener vor und wird sich in den wenigsten Fällen als wirtschaftlich überlegen nachweisen lassen. (Der Überfall der Urfttalsperre wäre als ein Stufenwehr im Großen anzusehen, vgl. auch Abb. 683a.)

Die Sturzwehre, namentlich solche mit von der Krone scharf umbiegender Oberfläche, geben oft geringeren Wirkungsgrad, weil sie bei größerer Strahlstärke und Geschwindigkeit ein Anhaften des Strahls nicht mit Sicherheit erzwingen können. Der nicht

[1]) Rehbock, Überfälle.

Digitized by Google

anhaftende, mehr oder minder gut gelüftete Strahl weist aber unter sonst gleichen Umständen die geringere Abflußziffer auf [1]). Außerdem ist nicht zu übersehen, daß ein mangelhaft gelüfteter, aber durch die Bewegungsgröße des wagrecht über den Wehrrücken abströmenden Wassers gewaltsam vom Wehr abgelöster Strahl einen luftverdünnten Raum unter dem oberen Teil der Wehrschwelle erzeugt und damit einen entsprechenden Überdruck des Wassers an der Rückwand frei macht, dessen Wirkung bei höheren Wehrkörpern (Talsperren!) das Ergebnis der Standfestigkeitsuntersuchung stark beeinflussen würde [2]).

Die vollkommenste Wirkung erreicht man, wenn man die Rückenlinie soweit vorzieht, daß der Strahl schon durch die Schwerkraft, also ohne Luftüberdruck sich satt auflegt, oder dem Standpunkt der Sparsamkeit besser entsprechend: wenn man die Rückenlinie nach der natürlichen unteren Begrenzungslinie des „freien" Strahls ausbildet, so daß dieser gerade ohne Druck, aber auch ohne Neigung zur Ablösung auf dem Wehrkörper dahin gleitet [3]).

Fügt man dann noch an die parabelförmig fallende Rückenlinie unten eine gegenläufige Übergangskurve an, so hat man die ausgesprochene Form des Schußwehres, wie sie Abb. 540 von dem 16 m hohen Susquehannawehr bei Mc. Calls Ferry, ferner in kleinerem Maßstabe Abb. 535 (Biaschinawehr) zeigt. In dieser vollendeten Form ist es nun nicht mehr der Gesichtspunkt des Wirkungsgrads allein, der leitend ist, sondern vielmehr derjenige der möglichst schadlosen Wasserabführung.

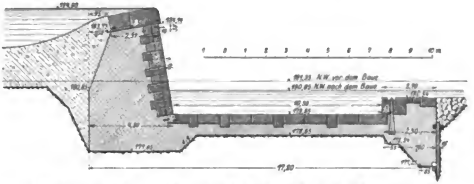


Abb. 541. Neues Helmerwehr in der Moldau bei Prag. **Maßstab 1:200.**

Wasserabführung. Während beim Sturzwehr das Wasser je nach Fallhöhe mehr oder weniger vollkommen senkrecht auf den Abfallboden herabstürzt und dort bei größeren Fallhöhen mit der Zeit auch festen Felsboden angreifen würde, wird es beim Schußwehr sanft abgelenkt, um zuletzt annähernd wagrecht hinwegzuschießen. Der Wehrfuß selbst erleidet dabei keinen unmittelbaren Schlag mehr, sondern nur einen aus der „Fliehkraft"-wirkung zu erklärenden, stetig sich steigernden, zuletzt wieder abnehmenden Druck. Das läßt die Anwendung der Schußwehrform bei bedeutenderen Wehrhöhen im allgemeinen trotz ihres größeren Baustoffbedarfs vorteilhaft erscheinen. Dagegen ist bei kleineren Wehrhöhen und auf losem Untergrund, der ohnedies die Anlage einer festen Abschußpritsche im Unterwasser verlangt, eher das Sturzwehr vorteilhaft, das gerade bei kleinen Höhen verhältnismäßig mehr Massenersparnisse erzielt, während gleichzeitig bei mäßiger Fallhöhe, bis vielleicht 6 bis 8 m, eine Verstärkung des Abfallbodens gegen die Schlag-

[1]) Vgl. Aichel.

[2]) Rehbock, Überfälle, teilt S. 23 Näheres über das Auftreten solcher gewaltsamen Strahlablösung, sogar in periodischem Wechsel mit dem Anliegen des Strahls mit nach Beobachtungen an dem Murgwehr bei Schlechtau (Baden).

[3]) Ausgehend von den Überfallversuchen von Bazin, Bousinnesque und Flamant haben B. Müller - New York und Pfähler - Charlotte (im Eng. Rec. 24. X. 1908 u. 16. I. 1909) ein einfaches Näherungsverfahren zur Konstruktion der richtigen Umrißlinie und zur Berechnung der Mauerbreite entwickelt, die anzuwenden sind, wenn der Strahl als „Freistrahl" gerade noch druckfrei auf der Mauer aufliegen soll. Vgl. Anhang S. 1357.

Digitized by Google

wirkung nicht nötig wird. Vor allem aber kommt dabei noch die bei den beiden Wehrformen ganz verschiedene Gestaltung des Abflusses über dem Abschußboden in Betracht:

Es liegt im Wesen des Schußwehres, daß es das Wasser am Ende des Abschußbodens fast mit derselben Geschwindigkeit entläßt, mit der jenes, von der Wehrkrone abstürzend, den Wehrfuß erreicht hat. Die Folge ist natürlich, daß das überschüssige Arbeitsvermögen der Wassermassen sich dann dort austobt, wo ihm die erste Gelegenheit dazu geboten ist, das ist: unmittelbar am unteren Rande des Abschußbodens, wo dann im losen Boden der bekannte Kolk von gefährlicher Tiefe entstehen kann. Das Sturzwehr dagegen nötigt das überfallende Wasser, sein Arbeitsvermögen schon unmittelbar am Wehrfuß in Wirbel und Stoß größtenteils zu vernichten, so daß ein zwar aufgeregt schäumender, aber in seiner Kraft doch schon wesentlich gebrochener Wasserstrom über das Sturzbett hinschießt.

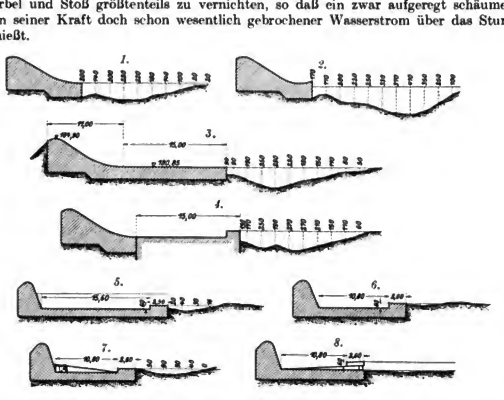


Abb. 542. Modellversuche für das Helmerwehr in der Moldau.

Diese Verhältnisse werden in schlagender Weise anschaulich gemacht durch die Ergebnisse von Modellversuchen, die beim Umbau des Helmerwehres in der Moldau in Prag von der Kommission für die Kanalisierung des Moldau- und Elbeflusses unter Oberleitung von Baudirektor Rubín angestellt worden sind [1]). Für dieses 4,5 m hohe Stauwerk war ursprünglich eine Schußwehrform geplant. Man hielt es aber doch für angezeigt, dieselbe vorher im Modell 1:20, unter Beobachtung der in Natur gegebenen Untergrundsverhältnisse mit Sturzwehren in Vergleich zu setzen. Da dieser nach Abb. 542 (Fig. 1 gegen Fig. 10; 3 gegen 5) durchaus zugunsten des Sturzwehres ausgefallen ist, wurde es denn auch für die Ausführung übernommen (Abb. 541).

[1]) Das Folgende nach Mitteilungen der genannten Behörde.

Digitized by Google

Man kann aber weiter durch geeignete Formgebung am Abschußboden selbst noch viel dazu beitragen, dem Wasser den größten Teil seiner Bewegungsgröße vor dem Übertritt auf die ungeschützte Flußsohle zu entziehen. Auch für diese Möglichkeiten bieten die Prager Modellversuche (Abb. 542) sehr schönes und reichhaltiges Beurteilungsmaterial, das hier besonders deshalb interessiert, weil es zeigt, wie bedeutend man durch Wahl der Wasserkissenanordnung in Verbindung mit Sturzwehrform an den Abmessungen sparen kann. Besonders wichtig ist dabei die Feststellung, daß die Ergebnisse dieser Versuche durch die Beobachtungen an der daraufhin ausgeführten Wehranlage (Abb. 541), über die bereits mehrere Hochwasser hinweggegangen sind, aufs beste erhärtet worden sind. Die vergleichende Zusammenstellung der Abb. 542 läßt deutlich erkennen, daß das günstigste Ergebnis dort erzielt wird, wo der Wasserstrahl gleichzeitig durch schrägansteigenden Schußboden an die Oberfläche des Unterwassers geführt und außerdem noch durch eine Schlußschwelle in seiner Kraft gebrochen wird. Die in dieser Hinsicht mangelhafte — nämlich ganz glatte und wagrechte Anordnung des Abschußbodens an dem Moosburger Wehr hat z. B. dort zur nachträglichen Einbringung einer eisernen Spundwand genötigt.

Konstruktive Behandlung des Abschußbodens. An und für sich muß ein Abschußboden bei allen Wehren vorgelegt werden, die nicht auf unbedingt widerstandsfähigem Felsen stehen. Auf an sich tragfähigem, nur vielleicht zu weichem Felsen genügt dafür schon eine kräftige Pflasterung (Kubelwehr, Abb. 428), die gut rauh sein sollte, um nach Möglichkeit den Abfluß zu verzögern. Auf losem Trümmergestein, gar auf Schotter und Sand muß aber eine zusammenhängende, tragfähige Decke aus Beton (Eisenbeton, Holz) eingebracht werden, die wie bei Wangen (Abb. 217) in unzuverlässigem Boden vielleicht sogar auf Pfähle gelegt werden muß. Bei größeren Überfallhöhen und Wassermengen muß der Abfallboden bedeutende Längen erhalten (Moosburg, Abb. 293 und 294, z. B. 13 m) und verteuert so den Bau erheblich. Er ist aber in ähnlichen Fällen unbedingt notwendig, um die doch nie ganz zu vermeidende Kolkung genügend weit vom tragenden Wehrkörper weg zu bringen. Zum Schutz des Abschußbodens selbst dient dabei in erster Linie die mehrfach erwähnte Spundwand am unteren Rande im Verein mit Schüttungen von großen Steinen, Senkwalzen u. dgl. Von letzteren Mitteln allein darf man jedoch nicht zu viel erwarten, namentlich nicht im Vertrauen auf sie an Abschußboden und Spundwand sparen, weil es sich noch fast überall gezeigt hat, daß bei großer Abschußgeschwindigkeit des Wassers diese Steinvorlagen usw. auf losem Boden entweder herausgeschlagen oder doch von unten her tiefer eingespült werden, so daß eine gewisse Kolktiefe vor der Spundwand zuletzt doch hingenommen werden muß.

Läßt man aber einen solchen unterhalb der Pritsche entstehenden, mit den eingespülten Sinkstücken und Steinen unter einiger Nachhilfe austapezierten Kolk ruhig liegen (falls nicht gefahrdrohende Erscheinungen zeigen, daß die Formen und Abmessungen von Abfallpritsche und Spundwand überhaupt ungeeignet gewählt wurden), so wird man mit der Zeit einen Zustand des Gleichgewichts erhalten, wo die verringerte Wassergeschwindigkeit im Kolk nicht mehr ausreicht, um dessen Sohle weiter anzugreifen. Es entspricht dieses Vorgehen nur einem altbewährten Grundsatz der Wasserbaukunst, dem Wasser keine Gewalt antun zu wollen, vielmehr seinem natürlichen Betätigungsdrang in gewissem Umfang nachzugeben, sein innewohnendes Arbeitsvermögen an einzelnen Punkten sich austoben zu lassen, wo man die Beherrschung der Wirkungen in der Hand hat.

Wo Spundwände sich schlecht schlagen lassen, oder wo man überhaupt an Länge der Betonpritsche sparen will, bzw. mit Rücksicht auf Untergrund, verfügbares Steinmaterial usw. sparen muß, ist ein sehr gutes Abhilfsmittel gegen das Zurückfressen des Kolks folgendes: Man lege auf Pfählen einen hölzernen Abschußboden hinter (d. h. flußabwärts) den steinernen; dadurch wird die Unterkante, wo die kolkbildenden Wirbel ansetzen, weitab von dem gegen Unterspülung empfindlichen starren Steinboden gerückt. In noch vollkommenerer, freilich auch kostspieligerer Weise wird dasselbe Ziel erreicht, wenn man den Abschußboden als freitragende Eisenbetonplatte nach abwärts verlängert.

Diese Bauweise ist unter besonders schwierigen Anforderungen mit bestem Erfolg bei dem Dracwehr bei Avignonnet angewendet worden. Dieses, 20 m über Unterwasser stauende, also ebensogut als Talsperre zu bezeichnende, Betonwehr (Abb. 543 bis 546) ist lediglich auf dem tragfähigen und von Natur sehr verschlammten Kies des Talbodens gegründet

Digitized by Google

worden, weil sich die Felssohle als zu tief liegend erwies. Für die Schwelle war ursprünglich bei diesem Bauwerk die in Abb. 546 wiedergegebene Form des Sturzbettes vorgesehen, die der natürlichen Strahllinie angepaßt ist, aber gerade deshalb zweifellos dem Abfluß zu wenig Hindernisse geboten hätte. Außerdem wäre dieses für Felsgrund berechnete Vorbett viel zu kurz gewesen bei den Wassermassen, die hier auf rd. 55 m Talbreite abzuleiten sind. Bei einem waldarmen und steilen Einzugsgebiet von 2007 qkm wurden als höchste Hochwassermenge 1904 bis 1908 600 cbm/sek gemessen. Der Berechnung zugrunde gelegt ist sogar eine Überströmung der Wehrkrone mit 5 m Stralldicke, entsprechend etwa 1100 cbm/sek, wobei über dem Abfallboden eine Geschwindigkeit von 18 m/sek zu erwarten wäre. Dieser Fall könnte bei verstopftem Grundablaß eintreten. Bisher wurden indes als höchste Überfallhöhe nur 1,5 m beobachtet [1]. Bei der Ausführung (Abb. 545) setzte man hinter die an sich schon 5 m lange Zehe der Mauer noch einen

Abb. 543. Dracwehr bei Avignonnet, Unterwasseransicht.

20 m langen Abschußboden aus Eisenbeton an, der mit 9,5% ansteigend ein 2,5 m tiefes Wasserkissen bildet — also grundsätzlich eine ähnliche Anordnung, wie sie durch die Prager Modellversuche (Abb. 542) später so schön bewährt befunden wurde. Die Eisenbetonplatte ist auf einen Rost von 1,4 m starken, Felder von 3,7 auf 4,3 m Lichtbreite umfassenden Betonmäuerchen abgestützt, deren Zwischenräume mit grobem Kies zugefüllt wurden. Über das vorderste Feld ist die hier auf 85 cm verdickte Platte noch um 4,5 m freitragend verlängert und der Hohlraum überdies mit schweren Steinen ausgepackt, um die Randmauer mit Sicherheit vor Unterkolkung zu schützen. Dieser Abschußboden hat unter den häufigen und stürmischen Hochwassern des wilden Gebirgsflusses und den geschilderten ungünstigen Gründungsverhältnissen bisher (seit 10 Jahren) vorzüglich gehalten (Abb. 543).

Diese am Dracwehr im größten Maßstabe bewährte Anordnung des Abschußbodens, — Zehe tief in ein Wasserkissen getaucht — zugleich die sparsame Durchbildung der Tragkonstruktion verdient größte Beachtung. Daß die hier gesammelten Erfahrungen noch

[1] Nach Mitteilungen des französischen Landwirtschaftsministeriums und der Betriebsleitung des Werkes.

Digitized by Google

nicht Allgemeingut geworden sind, beweisen unter anderem Ausführungen wie die Freischleusen von Steinbusch und Mühltal (S. 343), bei welch letzterem die verkehrte Anlage des Abschußbodens: stark zum Unterwasser fallend, tatsächlich ja auch zu gefährlichen Kolkungen geführt und Nacharbeiten verlangt hat, die bekanntermaßen fast immer teurer, schwieriger und dabei meist weniger zuverlässig wirksam sind, als eine von Anfang an richtig, wenn auch etwas reichlicher gewählte Anordnung.

Baustoffe für massive Wehrkörper und für Abschußböden. Für die tragenden Wehrkörper ist Wahl zwischen Stampfbeton- und Mauerwerk hauptsächlich von den örtlichen Verhältnissen (Vorhandensein von Betonkiessand, von Mauersteinen, Verkehrslage usw.) bedingt. In allgemeiner Beziehung darf man vielleicht unter sonst gleichen Verhältnissen dem Beton wegen der einfacheren Ausführung und Formgebung einen gewissen Vorzug für kleinere Wehrbauten zuerkennen, während bei höheren, viel Mauermassen verlangenden Wehren der Steinbau, sei es in Gestalt des amerikanischen Zyklopenmauerwerks (vgl. S. 953), oder in grobem Schichtenmauerwerk, wegen des schnelleren Arbeitsfortschrittes, der etwas größeren Wasserdichtigkeit und spezifischen Schwere sich eher

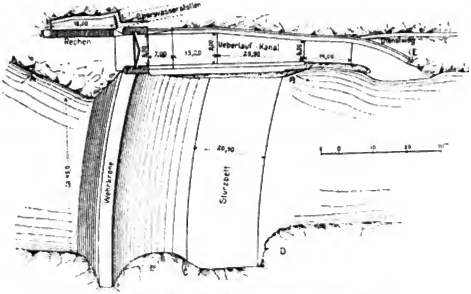


Abb. 544. Dracwehr bei Avignonnet. Grundriß.
(Abb. 544 bis 546 nach Schweiz. Bauztg. 1903. II.)

empfiehlt. Das Susquehannawehr, Abb. 540, beispielsweise, gleich den meisten derartigen in Amerika sehr beliebten Betondämmen ist in Zyklopenmauerwerk mit Beton als Füll- und Bindemittel, mit Steinen von 50 bis 500 kg Gewicht bei 15% Betongehalt hergestellt, wobei die Ausführung durch Anwendung der in Abb. 540 ersichtlichen eisernen Lehren und besonderer Krane (Abb. 1070) beschleunigt und verbilligt wurde. Das Dracwehr dagegen ist, mangels guter Mauersteine aus reinem Kiesbeton hergestellt worden, wobei nach wenigen Wochen durch natürliche Verschlämmung völlige Dichtigkeit erzielt wurde.

Für den Abschußboden, soweit er sich nicht lediglich auf ein Mörtelpflaster über dem gewachsenen Felsen beschränkt, kommt in erster Linie Stampfbeton, daneben, wie bereits ausgeführt: Holz und Eisenbeton in Betracht.

Von größerer Bedeutung als für die tragenden Körper ist die Baustofffrage für die Oberflächen, die an Wehrkörpern und Schußböden heftigen Angriffen durch Holz, Eisschollen usw., in geschiebeführenden Flüsse in besonderem Maße auch durch Kies, ausgesetzt sind.

Einen Betonkörper mit nur einem harten Glattstrich zu versehen, wird man nur in einem von grobem Geschiebe freien Wasser und bei größeren Überfallstrahlstärken wagen dürfen, wo die Hauptmasse des Eises den Wehrrücken gar nicht berührt. Solche Verhältnisse lagen beispielsweise bei Steinbusch und Mühltal vor, wo es auch zudem schwer gehalten

Digitized by Google

hätte, passende Steine zur Verkleidung zu beschaffen. Wo diese mildernden Voraussetzungen nicht zutreffen, ist Verkleidung mit widerstandsfähigen Steinen oder mit Holz am Platze.

Gute Steinverkleidung ist natürlich das dauerhafteste, aber immer teuer, daher man sie gern nur auf die am meisten gefährdeten Kanten beschränkt. Bedielung mit Holz ist wesentlich billiger und, soweit sie nicht häufigem Wechsel von Trockenheit und Nässe ausgesetzt ist, also in erster Linie am Abschußboden und Wehrfuß, auch sehr dauerhaft und in der Unterhaltung nicht zu teuer (München, Abb. 279). Zwei Eigenschaften sind es, die das Holz für diesen Zweck besonders geeignet erscheinen lassen: seine Elastizität und daher stammende Widerstandsfähigkeit gegen Stöße und die große Glätte, die es im Wasser annimmt, und die einen bedielten Boden gegen Geschiebeangriff ebenso unempfindlich macht, wie sie den Übergang von Eis, Geschiebe und Schwimmkörpern über Wehrrücken und Vorboden erleichtert.

Als Bekleidung des Wehrrückens und der luftseitigen Brust in der Weise, wie es das Schnalstalwehr (Abb. 537) zeigt, ist Holz allerdings zu sehr der Fäulnis ausgesetzt und weniger zu empfehlen. Dagegen ist es auf einem nach rückwärts dachförmig abfallenden Rücken und auch als Kronenschwelle (München, Abb. 279) ständig benetzt und eher haltbar. (Es sei hier eingeschaltet, daß auch bei der senkrecht abfallenden Vorderseite von Sturzwehren eine Verkleidung, sei es nun mit Stein oder nur mit Holz, sehr nötig sein kann, da erfahrungsgemäß Eisschollen, Holzscheiter u. dgl. durch die am Absturz sich bildenden Wasserwalzen mit großer Kraft und in unaufhörlicher Wiederholung hier angeschlagen werden können.)

Eine namentlich für die Unterhaltungskosten sehr bedeutungsvolle Frage ist die nach der zweckmäßigsten Befestigung einer Holzverkleidung auf dem Steinkörper am Wehrrücken und Abschußboden.

Eine viel angewendete und gute Ausführung ist z. B. im Wehrschnitt von München-Süd (Abb. 279) zu sehen: in dem Betonkörper sind schwalbenschwanzartigkeilige Kanthölzer eingelassen, und die auswechselbare Bedielung wird auf diese Hölzer einfach aufgenagelt. In vielen Fällen, namentlich auch, wo die dauernde Benetzung dieser fest eingelassenen Grundschwellen nicht gesichert ist, wäre vielleicht eine bei dem Abfallboden des Stauwehrs von Chèvres bei Genf angewandte Bauweise noch mehr zu empfehlen. Hier sind statt der keiligen Holzschwellen: Doppel-T-Eisen längsliegend derartig einbetoniert, daß die Dielen durch seitlich verdrehtes Einschieben unter

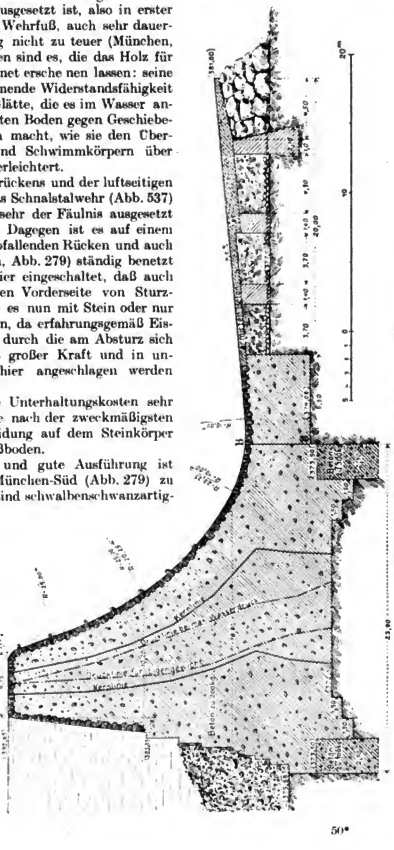


Abb. 545. Drachwehr bei Avignonnet. Längenschnitt.

Digitized by Google

die entsprechend hoch hervorstehenden Flansche der Eisen gebracht werden können (nur die letzten Dielen jedes Gefaches müssen etwas kürzer als Stegabstand geschnitten werden, so daß man sie sogleich winkelrecht einlegen kann). Obwohl die Dielen bei dieser Anordnung quer zum Wasserlauf gelegt werden müssen, halten sie nach Angabe der Betriebs-

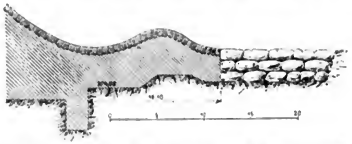


Abb. 446. Dracwehr bei Avignonnet. Ursprünglicher Entwurf des Fallbettes.

leitung des Werks doch in dieser Befestigung vorzüglich, während genagelte Dielenböden durch die Möglichkeit des Ausreißens der Nagellöcher immer mehr gefährdet, auch, wenn erst einmal eine Diele im Hochwasser ausgebrochen ist, schnell weitergreifender Zerstörung preisgegeben sind.

Aufgelöste Wehrkörper.

Die vollkommen massive Bauweise ist im allgemeinen, man denke nur an den Steinbrückenbau, verschwenderisch. Es ist daher nur natürlich, wenn man neuerdings mehr und mehr daran geht, sie auch im Wehrbau durch die aufgelöste zu ersetzen, bei der die Kräftewirkung auf einzelne, entsprechend ausgebildete, Bauglieder zusammengeleitet und damit eine bessere Baustoffausnutzung, klarere statische Wirkung und unter Umständen, trotz notwendig höherer Masseneinheitspreise, eine Kostenersparnis erzielt wird.

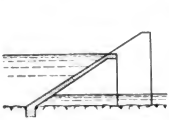


Abb. 547.

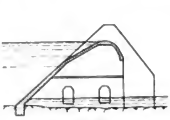


Abb. 548.

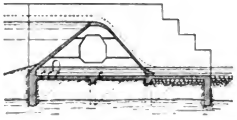


Abb. 549.

Abb. 547 bis 549. Ausführungsformen aufgelöster Überfallwehre nach Nils Ambursen.

Schon 1902 hat Drouhin auf dem Congrès de la Houille Blanche in Grenoble[1]) die Auflösung der Grundrisse mäßig hoher gemauerter Wehre in eine Reihe von liegenden Gewölben empfohlen, deren Zwischenräume er dann allerdings wieder zur Erzeugung einer geschlossenen Oberfläche, mit Füllbeton ausgeglichen wissen wollte. Diese Bauweise bietet indes gegenüber einem in üblicher Weise als freie Stützmauer berechneten Wehre weder größere Sicherheit noch Ersparnisse. Wesentlich bessere Aussichten bieten die neuerdings in Amerika aufgekommenen dachförmigen Wehre aus Eisenbeton (eine Erfindung des norwegischen Ingenieurs Nils Ambursen) oder aus Eisen in Verbindung mit Beton, deren Anwendung drüben durch die verdienstvollen Bestrebungen der Ambursen Hydraulic Construction Comp. schon einen großen Umfang gewonnen hat.

Die Grundformen solcher Eisenbetonwehre zeigen die Abb. 547, 548 [2]). Der Wehrkörper ist dabei in eine Reihe dreieckförmiger Pfeiler aufgelöst, die eine Dichtungswand tragen. Die letztere wird meistens, um die Schußwehrwirkung zu erhalten, nach abwärts

[1]) C. H. Bl. 1902, Bd. I, S. 272.

[2]) Folgendes mit Benutzung von: Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Bd. 1897 S. 313, 1895 pap. 766, 1903 pap. 937. Mitteilungen der Ambursen Hydraulic Constr. Co. in Boston. Schulze-Danzig in B. u. E. 1908, S. 112ff.

Digitized by Google

mehr oder weniger weit über die Krone herab geführt. Auf weniger tragfähigem Baugrund werden die Pfeiler ihrerseits wieder auf eine durchgehende biegungsfeste Eisenbetonplatte abgestützt. Diese wird mit Spundwänden oder Eisenbetonsporen gegen Unterquellung geschützt, zur weiteren Sicherung gegen Unterdruck außerdem noch mit zahlreichen Löchern durchsetzt, die etwaigem Druckwasser den freien Eintritt in das den Wehrboden bedeckende Unterwasser gestatten. Zur Erhöhung der Standfestigkeit im wagrechten Sinne,

Abb. 549a. Stau-Kraftwerk bei Croton (Mich.).
(Aufn. der Grand Rapids Muskegon Power Co.)

gegen Abschieben können weitere Sporen mit Konsolversteifung (Abb. 549) oder Rippen nach Abb. 550 angewandt werden (Shetuket-Riverwehr bei Scotland, Conn. [1]). Eine lange den Vorboden ersetzende Zehe (Abb. 550) oder ein Fallbett nach Abb. 551 a, b (Muskegon, Riverwehr bei Croton, Mich.) läßt sich, alles in Eisenbeton und sparsamster Ausführung, zwanglos anfügen.

Dabei hat man schon mit besonderem Vorteil den Abschußboden dadurch einzuschränken versucht, daß man den Ablaufrücken im unteren Teil nach Abb. 552 nach rückwärts einzog: dabei wird der ungelüftete Wasserstrahl teils unmittelbar durch die Führungsplatte, teils durch den Luftdruck (auf den etwa noch luftseitig überfallenden Teil des Strahls) gezwungen der einspringenden Rückenlinie zu folgen und auf den hintersten Teil der Sohlplatte abzustürzen.

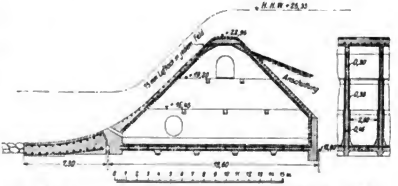


Abb. 550. Ambursenwehr bei Scotland (Conn.). (Eng. Rec. 1908.)

Bei ausgedehnten Wehrkörpern werden zweckmäßig durch Dachpappe gedichtete Ausdehnungsfugen angebracht [2]), die, soweit sie quer zur Wehrkrone laufen, besonders wichtig sind, und hier leicht auf einem nötigenfalls dazu etwas zu verbreiternden Pfeiler angelegt werden.

Ein ganz besonderer Vorteil dieser Wehrform besteht darin, daß sie mit der meist unter 45% geneigten Wasserseite einen großen Teil des bei massiven senkrechten Wehrkörpern nur auf Umkippen und Wegschieben wirkenden Wasserdruckes unmittelbar zur Erhöhung der Standfestigkeit nutzbar machen und eine günstigere Verteilung des Boden-

[1]) Eng. Rec. 21. XI. 1908.
[2]) In jüngster Zeit hat die Amb. Hydr. Co. auch schon mit Erfolg derartige Einlagen ganz gespart.

Digitized by Google

druckes ergeben. Denn hier kann die Endkraft der Drucklinie bei jeder Überströmungshöhe ohne Schwierigkeit nahe an die Sohlenmitte gebracht, zudem die Gründungssohle in weiteren Grenzen beliebig verbreitert werden. Den anschaulichen Beweis für diese Behauptungen liefern die Abb. 553, 354, die einen massiven und einen Eisenbetonstaukörper von 18 m Höhe in Vergleich stellen. In statischer Beziehung bemerkenswert an dem Ergebnis dieser Untersuchung, die natürlich auch für kleinere

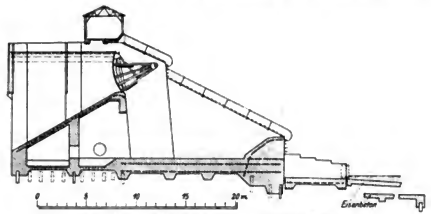


Abb. 551a. Längenschnitt einer Seitenöffnung.

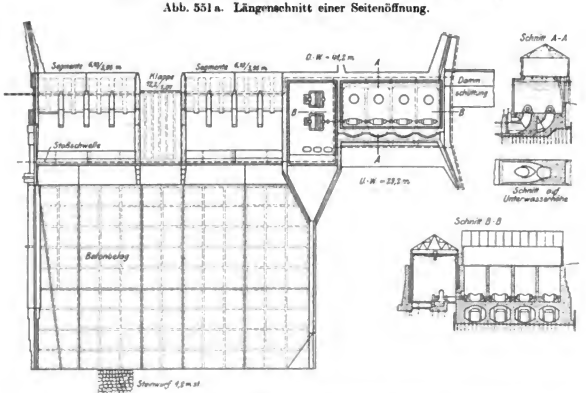


Abb. 551b. Grundriß und Krafthausschnitte. Maßstab 1:1220.

Abb. 551. Stau-Kraftwerk bei Croton. (Eng. Rec. 1907.)

Wehrhöhen ebensogut wie für die später zu besprechenden hohen Talsperren Bedeutung hat, ist unter anderem eben die viel geringere Beweglichkeit des Bodenmitteldruckes bei veränderlicher Oberwasserhöhe und damit im Verein die gleichmäßige Verteilung der Pressungen in der Sohlenfuge. Dabei ist zu beachten, daß für die Berechnung des Eisenbetonwehres eine Pfeilerentfernung von 4,5 m von Mitte zu Mitte und eine von 30 auf 60 cm von oben nach unten zunehmende Pfeilerstärke vorausgesetzt ist. Bei Anwendung einer biegungsfesten Bodenplatte nach Abb. 549 würden sich erheblich kleinere Bodenpressungen ergeben, was bei zweifelhaftem Baugrund, Kies, Sand usw.

Digitized by Google

die Eisenbetonwehre ganz besonders geeignet erscheinen läßt. Daß dabei sich der Widerstand gegen Fortschieben ebenso wie die Abdichtung gegen Unterquellung in gleich vorteilhafter Weise durch, unter Umständen mehrfache, Betonsporen mit Konsolhaltern (nach Abb. 549) in weiten Grenzen erhöhen läßt, wurde bereits angedeutet. Außerdem bietet die Möglichkeit, die vordere Rückenwand stärker zu neigen oder in geeigneter Weise zu krümmen (S. 980) ein Mittel, um den Mitteldruck der Bodenfuge nach Wunsch steiler aufzurichten — allerdings unter vermehrtem Betonverbrauch.

In bezug auf Baustoffaufwand zeigt eine von Schulz-Danzig mitgeteilte Berechnung folgendes Verhältnis zwischen massiven und aufgelösten Wehrkörpern:

Baustoffaufwand	Volles Wehr	Aufgelöster Wehrkörper ohne Sohlplatte und Vorderschürze geneigt unter einem Winkel von		
		45°	37½°	30°
Kubikmeter Beton	150,7	58,5	64,3	75
Vom Hundert	100	39	43	50
Neigungswinkel β der Sohlenschlußkraft zur Senkrechten	32° 45′	31° 20′	27° 37′	25° 11′

Danach könnte man also auf festem Untergrund, der keine Sohlenplatte verlangt, mit etwa 40% des Betonbedarfs eines massiven Wehres auskommen. Das steht in guter Übereinstimmung mit Mitteilungen der Ambursen Hydraulic Constr. Comp. über ihre bisherigen Ausführungen.

Für den Eisenbeton (einschließlich Eisenlieferung) wird man dabei mit Rücksicht auf die ziemlich einfache und mehrfach auszunutzende Schalung mit einem Einheitspreise von 60 bis 70 M/cbm oder etwa dem 2½ bis 3fachen des gleichen Orts anzunehmenden Stampfbetonpreises zu rechnen haben. Für den ganzen Wehrbau ergäbe sich damit zunächst freilich kaum eine nennenswerte Ersparnis, unter Umständen sogar eine kleine Verteuerung in den Ausführungskosten gegenüber der massiven Bauweise. Wenn man aber berücksichtigt, daß der massive Wehrkörper bei Schußwehren meist nicht nach den oben zugrunde gelegten Mindestquerschnitt angelegt werden kann, während die Schußwehrform beim Eisenbetonwehr mit wesentlich geringerem Mehraufwand zu erreichen ist, und wenn man ferner die mit aufgelöster Bauweise zu erreichende wesentliche Abkürzung der Bauzeit in Betracht zieht, so findet man doch, daß in vielen Fällen schon sehr greifbare Vorteile selbst bei Gründung auf Felsboden vorhanden sein können. Auf losem Baugrund verschiebt sich dieses Verhältnis noch mehr zugunsten des Eisenbetonbaues.

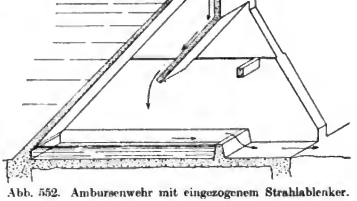


Abb. 552. Ambursenwehr mit eingezogenem Strahlablenker.

Zu beachten ist auch, daß in Amerika mit seinen hohen Arbeitslöhnen die Schalungsarbeit viel höher bewertet wird, als es in Europa der Fall wäre. Hier wird man also doch bei einem Versuch im großen, der hoffentlich nicht mehr lange ausbleiben wird, auch unmittelbare Ersparnisse erzielen, wenn sie auch nicht groß sein werden.

Es kommt hinzu, daß sich für die Bauausführung selbst wesentliche Vorteile aus der Annahme der aufgelösten Bauweise ergeben: Man kann die Pfeilerzwischenräume eines ersten bereits fertig gestellten Teils zur Ableitung des Wassers benutzen, kann dementsprechend mit einer kleineren Gesamtlänge der Fangedämme, wohl auch mit geringerer Höhe und Stärke derselben (wegen geringerer Abflußerschwernis) arbeiten, und gewinnt dabei auch wegen der Kürze der Arbeitszeit größere Sicherheit vor Hochwasserschäden.

Digitized by Google

Ein gutes Anschauungsbeispiel dafür ist das (Abb. 555) 7,6 bis 8,5 m hohe und 76 m lange Batterkill-Riverwehr bei Schuylerville, das nach Fertigstellung des Fangdammes in 96 Tagen vollendet wurde: Zuerst wurde der größere Teil des Abschlußbauwerks im Schutz eines

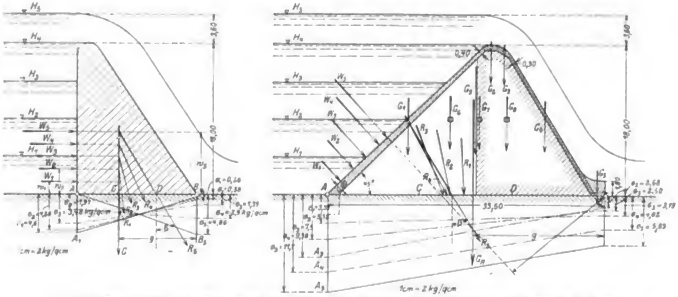


Abb. 553 und 554. Vergleich der Kräftewirkung bei Wehren mit senkrechter und geneigter Brust.
(Schulz, Bet. u. Eis. 1907.)

Kistenfangdammes fertiggestellt, wobei nur an 6 bis 8 Feldern die beiderseitigen Deckplatten im unteren Teil noch weggelassen wurden. So konnte nach Entfernung des

Abb. 555. Bau des Dachwehrs bei Schuylerville.
(Ambursen Constr. Co.)

ersten Fangdammes der Fluß durch diese Öffnungen geleitet und jetzt der übrige, kleinere Teil im Schutz eines zweiten Fangdammes ausgeführt werden. Zum Schluß wurden

Digitized by Google

die noch stehen gelassenen, und von Anfang an entsprechend zugerichteten Öffnungen im Oberwasser in der aus Abb. 556 ersichtlichen Weise bei Niederwasser durch Dammbalken abgesperrt, in deren Schutz eine Eisenbetontafel zwischen eingebrachten Bohlwänden eingestampft wurde. Dabei verhüteten zwei kleine, später durch einzementierte Holzstopfen verschlossenene Röhren ein Aufstauen des Wassers vor dem frischen Beton und ein Ausspülen desselben. Zum Schluß wurden die unterwasserseitigen Öffnungen in ähnlicher Weise zubetoniert, wofür man das überfallende Wasser lediglich durch auf die Wehrkrone aufgelegte Sandsäcke oder Planken ablenkte. Zum Abschluß der Öffnungen wurden im ganzen nur 45 Minuten Zeit gebraucht, wobei an jedem Feld 7 Mann tätig waren.

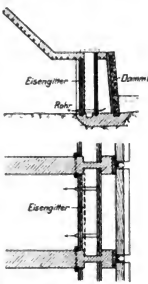


Abb. 556. Abschluß der hilfsweisen Hochwasserdurchlässe in aufgelösten Wehrkörpern.

Alle die aufgeführten Vorzüge: höhere Standfestigkeit, Baustoffersparnis, Verwendbarkeit auf unsicherem Untergrund, Schnelligkeit der Herstellung und nicht zuletzt die vortreffliche Bewährung an einer großen Zahl in Amerika ausgeführter Anlagen (vgl. S. 979), auch unter schwierigen Gründungs- und Eisgangsverhältnissen[1]), sprechen sehr für die aufgelöste Bauweise, namentlich wo es sich um größere Wehrhöhen und Flußbreiten handelt. Für kleine Ausführungen, namentlich niedrige Wehre (bis etwa 3 m), wo die aufgelöste Bauweise schon die nötige Massigkeit vermissen ließe, wird sie weniger in Betracht kommen.

Eiserne Wehre. Feste Wehre in reiner Eisenkonstruktion sind bisher nur in Amerika, dort allerdings schon mehrfach und dem Anscheine nach nicht ohne einen gewissen, aus örtlichen Transport- und Bezugsverhältnissen entspringenden Vorteil errichtet worden. Die Anordnung und statische Wirkungsweise war dabei im Grunde dieselbe wie bei den Eisenbetondachwehren. Da die Bauweise dabei noch mehr als jene erst bei größeren Stauhöhen ihre Vorzüge recht entwickelt, bisher auch nur an hohen Wehren verwendet worden ist, soll erst im Abschnitt über Talsperren näher darauf eingegangen werden.

2. Bewegliche Wehre.

Allgemeines.

Wesen der beweglichen Wehre. Der Begriff des beweglichen Wehres umfaßt ein außerordentlich formenreiches und weites Gebiet. Unter ihn fallen auf der einen Seite die auch noch heute vielfach verwendeten primitiven Aufsatzbretter der festen Wehre, die lediglich eine bessere Ausnutzung des Niederwassers ermöglichen sollten. (Veranschaulicht werden sie etwa durch Abb. 557, Lennewehr bei Plettenberg-Westfalen.) Und auf der andern Seite gehören dazu die neuzeitlichen mächtigen Schützenwehre (Beznau, Abb. 94, 95; Tuilière, Abb. 109 bis 111), wo die volle Stauwand bis auf die gemauerten Zwischenpfeiler wegnehmbar ist. Das Wesen der beweglichen Wehre ist mit diesen Beispielen schon genügend vor Augen gestellt: sie sollen die, aus irgendwelchen Gründen unerwünschte Stauung des Hochwassers durch Freigabe größerer Öffnungen herabzumindern ermöglichen, und daneben den Stauspiegel, der bei ganz festen Wehren einzig von der Wasserführung abhängig ist, in weiteren Grenzen willkürlich regelbar oder, unabhängig von der Wasserführung, unveränderlich machen.

Arten der beweglichen Wehre. Man kann die beweglichen Wehre einmal nach der Art einteilen, wie der Antrieb der Verschlußteile eingeleitet wird: in willkürlich und selbsttätig gesteuerte. Ferner nach der Art des Verschlusses und seiner Bewegungsweise,

[1]) Vgl. S. 981 ff.

Digitized by Google

in Wehre mit Schub- oder Hubverschlüssen (Schützen- und Nadelwehre), mit Drehverschlüssen (Klappen) und mit sich wälzenden Verschlüssen (Walzenwehre als einzige Form dieser Gattung).

Anforderungen. Die bei den festen Wehren aufgestellten Grundforderungen der Leistungsfähigkeit, Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit, bedürfen für die beweglichen Wehre, bei den z. T. ganz anders gearteten technischen Verhältnissen einer entsprechenden weiteren Ausdeutung.

In bezug auf die Leistungsfähigkeit ist für Wasserkraftbetriebe neben der Wasserdichtigkeit und dem Hochwasserabführungsvermögen eine besonders wichtige Forderung diejenige der Regelbarkeit. Und zwar muß, je nach den Abflußverhältnissen, einmal mehr oder weniger große Schnelligkeit der Öffnungsbewegung verlangt werden, um vor Überströmung durch schnell anlaufende Hochwasser gesichert zu sein. Zweitens muß, mindestens für Wasserkraftbetriebe mit schwankendem Kraftverbrauch (Überlandelektrizitätswerke) und an gefällsarmen, stark ausgenutzten Flüssen — Verhältnisse, wie sie im

Abb. 557. Brechklappen am Lennewehr bei Plettenberg.

deutschen Tiefland die Regel bilden —, genau und leicht zu betätigende Feinregelung verlangt werden. Der Stau darf mit Rücksicht auf die Oberlieger bei Entlastungen in der Zentrale nicht wesentlich überstiegen werden, und bei Mehrbelastungen soll ein vorher gelüftetes Wehr möglichst schnell geschlossen werden können, um Absenkung des Spiegels und Gefällsverlust zu vermeiden. Wehrverschlüsse, die das Wasser über die Krone fallen lassen, also in erster Linie versenkbare Verschlüsse, genügen unter sonst gleichen Umständen diesem Anspruch am besten.

Es ergibt sich dies unmittelbar aus der Betrachtung der für die beiden Arten des Durchflusses gültigen hydraulischen Formeln: der Senkverschluß ist nach der Überfallformel zu berechnen und seine Leistungsfähigkeit nimmt mit der Überfallstärke bzw. der Hebung des Verschlusses viel schneller ab, als die Leistungsfähigkeit eines Hubverschlusses, bei dem der Fall des Ausflusses aus einer unter Wasser liegenden Öffnung gegeben ist. Diese Betrachtung weist zugleich noch auf einen weiteren wichtigen Vorteil der Senkverschlüsse hin: eine unbemerkt, etwa infolge nächtlichen Hochwassers, eintretende Überstauung wird bei ihnen in der Regel unter sonst gleichen Verhältnissen das Stauziel weniger stark überschreiten als bei den Hubverschlüssen. Umgekehrt ist ein nächtliches Leerlaufen der Stauhaltung bei nur teilweise gelüftetem Verschluß bei den Senkverschlüssen unmöglich, während es bei einem Hubverschluß, namentlich bei kleineren mangelhaft beaufsichtigten Anlagen, nur gar zu leicht vorkommt.

Digitized by Google

Die Forderung der Betriebssicherheit hat für bewegliche Wehre eine ganz besondere Bedeutung im Hinblick auf die Eisbildung und den Geschiebegang, beides Einflüsse, die bei Anordnung beweglicher Teile im Wasser sorgfältig berücksichtigt sein wollen. Im Interesse der Aufrechterhaltung des Wasserkraftbetriebs ist es erwünscht, den Verschluß auch bei Eisbildung, selbst Eisgang, so lange im Wasser stehen lassen zu können, als es nicht die steigende Wasserführung an sich anders verlangt.

Dazu ist es unter anderem erwünscht, das sich in der Wehrhaltung bildende Tafeleis zeitweise, ehe es zu dick geworden ist, ablassen zu können. Auch dieser Forderung gegenüber stehen versenkbare Verschlüsse wieder besonders vorteilhaft da, so daß man neuerdings mehrfach bei Verschlüssen, die an sich zum Heben bestimmt sind, besondere Aufsatzschieber oder Klappen angebracht hat, die ein Ablassen von Wasser und Eis über die Krone gestatten: der Vorteil solcher Anordnungen liegt in der Wasserersparnis (weil beispielsweise unter dem gelüfteten Rand einer Schütze das Wasser mit der vollen, der Stauhöhe entsprechenden Geschwindigkeit herausschießt, während es über den um das gleiche Maß gesenkten Rand einer Aufsatzklappe nur mit der viel kleineren, der Überfallstrahldicke entsprechenden Geschwindigkeit abfließt. Auch ist es nicht so leicht, größere Eisschollen oder andere Schwimmkörper, Hölzer usw., durch die Saugwirkung des abziehenden Wassers zum Tauchen und durch den immerhin nur wenig zu öffnenden Sohlspalt einer nur zum Heben eingerichteten Schütze zu bringen.

Auf der andern Seite sind natürlich ganz allgemein Verschlußkörper, die zum Senken, etwa in Gruben der Wehrschwelle (Floßländkanal München-Süd, Abb. 285) eingerichtet sind, in geschiebeführenden Flüssen eher Betriebsstörungen ausgesetzt, mindestens dessen eher verdächtig als solche, die ganz überWasser gehoben werden (wie z. B. einfache Schützen in Beßwitz und Tuilière, oder die Walzen von Schweinfurt).

Die Frage der Dauerhaftigkeit (für Betriebssicherheit wie Wirtschaftlichkeit gleich wichtig) verlangt ebenfalls erhöhte Aufmerksamkeit, weil bewegliche Teile im Wasser, namentlich wenn vielleicht noch Sandführung statthat, erhöhter Abnutzung ausgesetzt sind. Auch die Kolkgefahr und die Angriffe auf den Abschußboden nehmen bei beweglichen Wehren leicht ein anderes Gesicht an als bei niedrigen festen Schwellen. Beispielsweise sind bei den Hubschützenwehren, wo das Wasser bei halber Öffnung unter Druck am Grunde ausströmt, die Abflußverhältnisse ganz anders geartet als bei frei überfallendem Wasser, z. B. bei Senkschützen.

Die Frage der Wirtschaftlichkeit endlich gewinnt erhöhtes Gewicht, weil es sich, bei großen Stauhöhen namentlich, um sehr kostspielige Konstruktionen handelt, und weil die Bewegungsfreiheit in der Auswahl der Bauweise und den Einzelheiten der Ausführung (man denke nur an die Frage der Öffnungseinteilung bei Schützenwehren) vielfach sehr groß ist.

A. Schützenwehre.

(Verschlüsse mit reiner Hub- bzw. Senkbewegung.)

Baustoffe. Die seit den ältesten Zeiten mit Vorliebe verwendeten Schützenwehre haben auch heute, nachdem sie den erhöhten Anforderungen entsprechend weiter ausgebildet worden sind, große Verbreitung und hohe Bedeutung. Während früher das Holz hauptsächlicher Baustoff war, wird jetzt meist das Eisen, neuerdings auch der Eisenbeton, namentlich für die festen Zwischen- und Tragkonstruktionen, neben Stampfbeton und Mauerwerk wegen seiner größeren Haltbarkeit bevorzugt.

Arten der Schützenwehre. Einfache technische und wirtschaftliche Überlegungen haben schon von Anfang an dazu geführt, die Gesamtweite eines abzusperrenden Flutquerschnittes in einzelne durch feste Zwischenpfeiler abgetrennte Öffnungen aufzuteilen. Eine weitergehende Teilung, die sich namentlich bei größeren Stauhöhen empfiehlt, um die Schützenstärke und die beim Schützenhub jeweilig zu überwindenden Bewegungswiderstände klein zu halten, erzielt man durch Unterteilung der, etwa zwischen massiven Pfeilern liegenden, Hauptöffnungen durch feststehende hölzerne oder eiserne Ständer, sog. Griessäulen, oder auch durch ebensolche, aber wegnehmbar angeordnete, sog. Losständer. In neuerer Zeit, wo man die beweglichen Wehre für zunehmend größere

Digitized by Google

Flußbreiten anzuwenden begann, ist man dann wieder dazu übergegangen, einheitliche Schützentafeln für große Öffnungsweiten und bedeutende Stauwassertiefen zu bauen, wobei man anfänglich zur Verminderung der Aufzugswiderstände zur Verwendung von Laufrollen und Gegengewichten schritt: Stoneyschützen (Beznau, Tuilière). (Neuerdings ist man aber aus noch zu erwähnenden Gründen von der Verwendung von Gegengewichten zum Teil wieder abgekommen.)

Eine eigene Stellung nehmen, immerhin den Schützenwehren noch am meisten verwandt, die vom französischen Ingenieur Poiré erfundenen Nadelwehre und die Caméréschen Rolladenwehre ein, bei denen die Auflösung der Stauwand in Einzelelemente auf die Spitze getrieben ist.

I. Schützenwehre mit untergeteilten Öffnungen.

Nadelwehre. Bekanntlich besteht bei den Nadelwehren die Stauwand aus einer Reihe dicht nebeneinander gereihter, nahezu senkrecht stehender Kanthölzer, „Nadeln", die sich auf der festen Wehrschwelle gegen einen Anschlag, über dem Stauspiegel gegen eine Eisenkonstruktion, die Nadellehne, legen, welch letztere ihrerseits als wagrechter Träger gegen Fachwerkböcke abgestützt ist. Die Regelung des Durchflusses erfolgt durch Herausnehmen bzw. Neueinsetzen einzelner Nadeln, die Freigabe des Hochwasserquerschnitts nach Entfernung der letzten Nadel durch Umlegen der Böcke, die sich auf der Sohle als „Paket" dicht übereinander und hinter einen entsprechend hohen Vorsprung legen. Das Aufrichten geschieht in umgekehrter Folge.

Der Hauptmangel dieser ursprünglich nur für Flußkanalisierungen entworfenen Bauweise in bezug auf die Ansprüche der Wasserkraftausnutzung ist die Unmöglichkeit, eine genügende Abdichtung zwischen den Nadeln herzustellen; das anfänglich geübte Einstreuen von Asche, Lohe u. dgl. ist unzulänglich, das Einlegen eines zusammenhängenden Segeltuchplans, wie es bei dem 1908 erstellten Nadelwehr der Società Canale Milani in Verona [1]) an der Etsch geübt wird, ist für kältere Gegenden, wo mit Eisbildung gerechnet werden muß, ausgeschlossen, abgesehen davon, daß es auch sonst den Betrieb zu sehr erschwert. Tatsächlich ist an dem erwähnten Wehr denn auch als Regulierdurchlaß noch ein Walzenwehr von 12 m Lichtweite bei 3,4 m Stauhöhe eingebaut.

Ein ist auch ohnedies der Hauptfeind des Nadelwehrs: das ständig durchtretende Spritzwasser führt schon früh zur völligen Vereisung, die Stauwand ist dann nicht mehr zu ziehen und bei schnell anlaufendem Hochwasser der Zerstörung preisgegeben, oder, wenn die Stauwand in solchem Falle standhält, so ist dafür das obenliegende Gelände der Überschwemmung ausgesetzt. Dies führt im Betrieb rückwärts natürlich dazu, daß man den Stau frühzeitig im Winter aufheben muß, was für die Wasserkraftverwertung sehr ungünstig, vielfach unzulässig ist.

Ein weiterer Mangel des Nadelwehrs ist die Beschränktheit der erreichbaren Stauhöhe, die mit Rücksicht auf die Handlichkeit der mit wachsender Höhe schnell schwerer werdenden Nadeln nicht viel über 4 m getrieben werden kann [2]), ferner die Langsamkeit und Umständlichkeit des Wehrab- und -aufschlags selbst. Ferner sind noch die Unterhaltungskosten recht hoch, weil die Nadeln starkem Verschleiß unterworfen sind, dies namentlich dort, wo zur Beschleunigung des Wehrabschlags die neueren selbsttätig auf Anregung vom Wehrende aus sich auslösenden Nadellehnen angewandt werden [3]).

Schließlich ist die Anordnung der dauernd auf der Flußsohle verbleibenden Böcke in Flüssen mit stärkerer Geschiebeführung von vornherein ausgeschlossen, weil die Pakete im Lauf eines Hochwassers so verkiesen würden, daß die Wiederaufstellung nicht ohne größte Schwierigkeiten, wenn überhaupt noch möglich wäre. Als Notverschlüsse, an Stelle von Dammbalken, finden dagegen Nadelwände neuerdings mehr und mehr Eingang und mit Recht.

[1]) Vgl. Il Monitore Technico 30. X. 1909.

[2]) Bei der Moldaukanalisierung hat man auf Grund eingehender Studien eine Nadellänge von 4,6 m bei 40 kg Gewicht als Grenze der Brauchbarkeit festgestellt (Moldaubroschüre 1902). Neuerdings ist man in Amerika bis zu 5,5 m Stauhöhe gegangen, braucht aber zum Handhaben der Nadeln einen Scherenkran (Engineering 17. I. 1908 und Z. Ver. deutsch. Ing. 18. IV. 1908.).

[3]) Z. B. das Roncowehr bei Ravenna, Giornale del Genio Civile 1907, S. 336; die Wehre der Maas- und Mainkanalisierung, der Moldaukanalisierung (Moldaubroschüre 1902).

Digitized by Google

Griesständerwehre. Als Anwendung der alterprobten Schützenwehre auf Griesständern ist im zweiten Hauptteil d. B., das Wehr von Wangen a. A. vorgeführt worden (Abb. 215 bis 219). Die Stauhöhe beträgt hier 4,85 m über Abfallboden und 2,15 m bzw. 3,5 m über Wehrrücken in den beiden je 37,24 m weiten Mittelöffnungen bzw. dem 23,6 m weiten Grundablaß links. Die Schützen, Eisenkonstruktion, lehnen sich mit Gleitschienen gegen 4,65 bzw. 3,37 m voneinander entfernte, feststehende Eisenböcke, und werden von einem durchgehenden Windensteg aus mit Zahnstangen gehoben.

Die Mittelöffnungen haben einfache Schützentafeln, diejenigen der linksseitigen Landöffnung (Abb. 218) sind der Höhe nach zweigeteilt, um die Aufzugskraft zu vermindern. Der Antrieb erfolgt außer von Hand auch elektrisch durch einen 10pferdigen Drehstrommotor, der auf einem Rollwagen über das durchlaufende Dienstgeleise an die einzelnen Winden herangeführt und mit ihnen gekuppelt werden kann.

Die Wehrbrücke ist aus Sparsamkeitsgründen so tief gelegt, daß die nur bis vor den Untergurt aufzuziehenden Schützen noch 1 m in das größte Hochwasser eintauchen. Das macht zwar rechnungsmäßig bei den gewählten Öffnungsweiten für den Hochwasserabfluß nichts aus, ist aber doch im Hinblick auf die Mitbringsel der großen Hochwasser, Bäume, Hölzer usw., entschieden als ein Mangel zu bezeichnen. Aus gleichem Grunde ist auch die Anwendung fester, in so engen Abständen eingebauter Zwischenböcke nicht zur Nachahmung zu empfehlen. Bei einem Alpenfluß mit starkem Gefäll, wie die Aare es ist, mag die Bauweise bei einiger Aufmerksamkeit der Wehrbedienung noch schadlos bestehen, es wäre aber ein großer Fehler, sie in Flüssen des Mittelgebirges anwenden zu wollen, wo Eisbildung und namentlich Eisabgang in wasserreiche, ja Hochwasserzeiten fallen. Für Eisverhältnisse, wie sie der Neckar und Main mit den meisten größeren Flüssen Deutschlands gemein haben (Abb. 126), kann die Bauweise mit festen, eng gestellten Zwischenständern nicht mehr in Frage kommen.

Schützenwehre mit Losständern. Der naheliegende Gedanke, auch die Zwischenständer beweglich einzurichten, so daß die volle Weite zwischen zwei festen Wehrpfeilern frei gegeben werden kann, hat in neuerer Zeit vielfältige Ausführungsformen gezeitigt. Man kann die Losständer entweder als Böcke, wie bei den Nadelwehren ausbilden und seitlich umlegen. Man kann sie aber auch im statischen Sinne als einfache Träger auf zwei Lagern am Fuß gegen einen Anschlag, oben gegen eine durchgehende feste Tragkonstruktion, Dienstbrücke, lehnen, und dann entweder in ihrer eigenen Verlängerung zahnstangenartig aufziehen oder um einen Bolzen ausschwingen lassen. Letztere Bewegung kann wieder in verschiedener Weise erfolgen: entweder liegt der Drehbolzen am Fuß, wie bei dem Röderschen Wehr mit schräg nach flußabwärts umlegbaren Losständern, D. R. P. 51154, oder er liegt oben an der Brückengurtung, und das Ausschwingen erfolgt entweder stromauf oder stromab.

Auf der Sohle verbleibende Losständer. Schwarzersches Wehr mit kombinierten Böcken. Als Vertreter der Schützenwehre mit umlegbaren Böcken sei das von den österreichischen Ingenieur Schwarzer für die Kanalisierungsbauten der k. k. Direktion der Wasserstraßen in Wien entworfene und bei Melnik an der Oberelbe ausgeführte Schützenwehr mit kombinierten „Wehrböcken" (Ö. P. Nr. 33 586) aufgeführt (Abb. 558). Einer Mitteilung[1]) des Erfinders sei über die beim Entwurf verfolgten Grundsätze folgendes entnommen: Die Verwendung schwerer genieteter Böcke an Stelle der früher gebräuchlichen geschweißten an verschiedenen Nadelwehren der Mittelelbe hatte infolge des damit erreichten größeren Bockabstandes eine Gewichtsersparnis von 40% ergeben. Dementsprechend wurde auch hier ein größerer Abstand der Zwischenböcke angestrebt. Um aber die Schützentafeln, die der Kostenersparnis halber aus Holz gebildet werden sollten, nicht über das als zweckmäßig erprobte Maß von rd. 1,0/1,0 m vergrößern zu müssen, wurden Zwischenständer, als einfache Träger ausgebildet, angeordnet, die zusammen mit den rd. 3,5 m abstehenden Stützböcken und einer durchlaufenden wagrecht versteiften Laufbahn eine Reihe von Parallelogrammen bilden, so daß die ganze Konstruktion, nach Entfernung der Schütztafeln, seitlich umgeklappt werden kann, wobei sich die äußersten Ständer am Landpfeiler in eine entsprechende Aussparung des Mauerwerks legen. Die Pakethöhe ist durch

[1]) Deutsch-Ost.-Ungar. Verband für Binnenschiffahrt, neue Folge Nr. 46.

Digitized by Google

sorgfältige Durchbildung der Einzelheiten hier auf 25 bis 30 cm ermäßigt. Die Bewegung der Schützentafeln erfolgt rein von Hand mit Hakenstangen und die einzelnen Tafeln werden beim Wehrabschlag, ähnlich wie die Nadeln aufs Land weggetragen, bzw. geführt.

Die Bauweise verdient wegen der vorbildlich sparsamen Ausbildung gewiß Beachtung. Einige in bezug auf Wasserkraftnutzung schwerwiegende technische Mängel dürfen indes nicht übersehen werden. Allgemein muß es als erwünscht bezeichnet werden, wichtige Konstruktionsglieder, wie die Drehbolzen, nicht dauernd im Wasser liegend und schwer zugänglich zu haben. Das Konstruktionspaket ist auf der Wehrsohle dem Versanden ausgesetzt und bei Eisstopfungen vor schweren Beschädigungen nicht sicher. Die Unterteilung der Schützenwand geht, namentlich wenn sie auf größeren Stauhöhen angewandt werden sollte, zu weit; darunter leidet die Wasserdichtigkeit, die Dauerhaftigkeit und die Schnelligkeit und Leichtigkeit der Bedienung. Die Notwendigkeit, die Schützentafeln abzuführen, bringt eine weitere Erschwerung des Betriebs. Für Flüsse mit schnell anlaufendem Hochwasser wird dies wieder zu einer unerwünscht vorzeitigen Aufgabe des Staues nötigen.

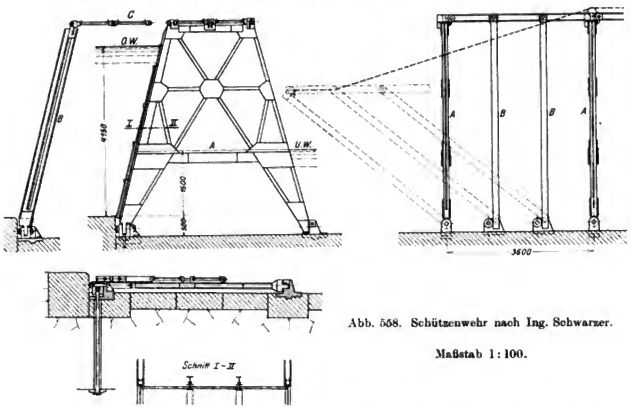


Abb. 558. Schützenwehr nach Ing. Schwarzer.

Maßstab 1:100.

Die Gefahr des Zusammenfrierens der Holzwand ist nicht ausgeschlossen. Aus diesen Gründen wird man das Anwendungsgebiet dieser an sich interessanten Bauweise als sehr begrenzt bezeichnen müssen.

Das gleiche Urteil wird man über das Rödersche Losständerwehr fällen müssen, dessen aus Formeisen zu bildende Losständer schräg zur Wehrachse umgelegt werden sollten, und das bisher noch nirgends Anwendung gefunden hat[1]).

Hubständerwehre. Ein Hubständerwehr ist u. a. bei dem Umbau der Wasserkraftanlage Untertürkheim a. N. (Elektrizitätswerk der Stadt Stuttgart) im Jahre 1900/1902 erbaut worden[2]). Das eigentliche Wehr besteht aus 2 je 23,8 m weiten Hauptöffnungen, die durch die mit Zahnradvorgelege hoch zu schiebenden Hubständer in je 9 Teile von 3,2 m Weite untergeteilt und durch Holzfallen von 3,10 m Breite und 1,5 m Höhe ver-

[1]) Ein Losständerwehr mit flußabwärts, in die Sohle umzulegenden Ständern befindet sich in der Dreisam bei Neuershausen (bei Freiburg i. Br.). Hier müssen aber nach jedem Hochwasser die Ständer einzeln aus dem aufgelagerten Kies herausgegraben werden.

[2]) Untertürkheim; vgl. auch München, Abb. 295.

Digitized by Google

schlossen sind. Beide Öffnungen werden von einem eisernen Dienststeg überspannt, der die Winden mit den Führungen der Hubständer trägt. Die Windwerke sind so berechnet, daß ein anstandsloses Ziehen der Schützen noch möglich ist, wenn das Wasser 1 m hoch über das Stauziel gestiegen ist. Zum Aufziehen einer Schütze sind dabei zwei Mann mit 12 kg Kurbeldruck, zum Heben eines Ständers nur einer nötig.

Die Konstruktion hat den Vorzug, alle wichtigen Teile aus dem Wasser zu bringen. Nachteilig ist indessen, daß die Ständer, erst einmal gelüftet und dadurch des unteren Anschlags beraubt, von der Strömung als einseitig eingespannte Träger beansprucht werden, so daß sie bei größeren Überbauhöhen unnötig stark gemacht werden müßten. Aus demselben Grund ist es aber auch ausgeschlossen, die Ständer gleichzeitig mit den Schützen zu ziehen, was bei Gefahrfällen erwünscht sein kann und sich, vorweg gesagt, bei schwingenden Losständern leicht erreichen läßt. Auch ist die zum Heben der Losständer erforderliche Kraft erheblich größer als bei Schwingständern, wo nur die halbe Last zu heben ist, namentlich da hier bei starker Strömung aus eben berührten Gründen leicht, trotz Rollenführung, starkes Klemmen auftreten kann. Als eine, eines humoristischen Beigeschmacks nicht entbehrende Tatsache sei noch mitgeteilt, daß beim Wehraufschlag in Untertürkheim eines Tages die Bedienungsmannschaft die Erreichung der Endstellung übersah und im eifrigen Weiterkurbeln die Winden und mit ihr den Bedienungssteg an den unten bereits aufsitzenden Ständern in die Höhe schraubte, so daß die Brückenauflager beinahe abgehoben wurden — man hat dieser Möglichkeit dann durch Abfräsen der überflüssigen Stangenzähne leicht für die Zukunft vorbeugen können.

Zur Beurteilung der Bauweise mag noch die Mitteilung beitragen, daß bei einer andern, gleichfalls mit Hubständern versehenen Wehranlage, in der Küddow bei Tarnowke (unterhalb Lottin, S. 363) die Losständer tatsächlich nie gezogen, vielmehr Eis und sperriges Hochwassergut immer durch den nebenan befindlichen bequemer zu handhabenden Floßschleusenverschluß abgelassen worden sind, jedenfalls aus guten Gründen.

Schwingständerwehre. Die am meisten verbreitete und auch zweifellos aussichtsreichste Form des Losständers ist der Schwingständer mit oberem Drehzapfen. Die älteren Wehre dieser Art sind so eingerichtet, daß die paarweise zu Rahmen vereinigten Losständer gegen einen Anschlag auf der Wehrschwelle gestützt und oben flußabwärts etwas übergelehnt an der Brückengurtung befestigt sind. Nach Entfernung der Schützen werden die Ständer dann gegen das Oberwasser zu aufgezogen. Diese Anordnung zeigte beispielsweise das Wehr von Ruppoldingen a. Aare (S. 734) mit 6 Öffnungen von 17,5 m Gesamtweite eingeteilt in 7 (in einer der linken Öffnungen 8) Schützenstellungen von 2,4 m Stauhöhe, ferner das Wehr bei Pierre de Plan an der Rhône (St. Maurice) mit einer beweglichen Mittelöffnung von 48,5 m Lichtweite und 2 m Stauhöhe, verschlossen durch 30 je 7 m lange Losständerrahmen. Wohl die größte Wehranlage dieser Art, wenigstens in Europa, dürfte das im Jahre 1902 bis 1904 erbaute Moldauwehr bei Mirovic sein, das zur näheren Kennzeichnung der Bauweise hier ausführlicher beschrieben werden darf [1]).

Moldauwehr bei Mirovic. Das von der Oberbaudirektion der Kommission für die Kanalisierung des Moldau- und Elbeflusses in Böhmen entworfene Losständer-Schützenwehr schließt den 56 m weiten mittleren Schiffsdurchlaß eines dreigeteilten Wehres ab, dessen beide je 57,4 m weiten Seitenöffnungen durch Nadelwehre über erhöhten Schwellen versperrt sind (Abb. 559 u. 560). Die Gelegenheit, eine aus dem Reichsstraßenfonds zu bestreitende große Straßenbrücke mit verhältnismäßig geringen Mehrkosten zur Anlage eines, im Verhältnis zu den übrigen Moldaustaustufen hohen, Wehres ausnutzen zu können, hat die Verwendung der Losständerbauweise hier mit angeregt und begünstigt.

Die Brücke, ein eiserner Fachwerk-Auslegerträger, hat zur Aufnahme der Ständerbolzen unterwasserseitig einen vorgebauten Dienststeg erhalten, und hat, um allen Durchbiegungsmöglichkeiten Rechnung zu tragen, Kugellauflager (nicht Walzen) erhalten. Ferner sind die Losständerrahmen mit der Brücke durch Federnpaare von 400 kg Druck- und Zugkraft derartig verbunden, daß im senkrechten Sinne vollkommen freie gegenseitige Verschiebung möglich und ein Aufsitzen der belasteten Brücke auf den Losständern ausgeschlossen ist.

[1]) Moldau-Jahresbericht 1903/1904 und Moldaubroschüre.

Digitized by Google

Der wagrechte Auflagerdruck der oberen Ständerenden wird, um dies zu erreichen, durch Gleitstücke auf den unteren Windverband der Brücke und durch diesen auf die eigenartig ausgebildeten „Verankerungsträger" an den Pfeilerköpfen (Abb. 560) übertragen. Die Enden dieses Trägers sind durch Schraubenkeile derart an die Brückenauflager angelehnt, daß das volle Gewicht der Brücke als Reibungswiderstand ausgenutzt wird; als weitere Sicherheit ist eine kräftige Verankerung des Schubauflagers ausgeführt. Das Ständerwehr hält einen Stau von 4,9 m über der Anschlagschwelle bzw. 3,9 m über U.W. Die 25 eisernen Schützentafeln sind 5,3 m lang und 2,2 m breit, die versteiften Rahmen von Unterkante bis Drehbolzenmitte 10,44 m lang. Zum Anheben der 1500 kg schweren und bei vollem Stau mit 25 000 kg Wasserdruck belasteten, auf 100 mm hohen Rollen laufenden

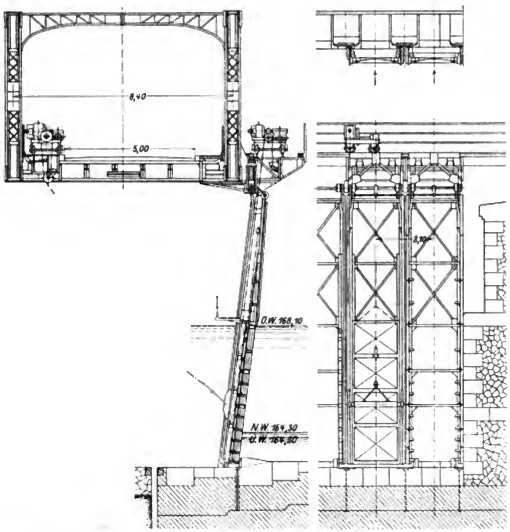


Abb. 559. Losständerwehr in der Moldau bei Mirovic. Eisenwerk. Maßstab 1:160.

Schützen dient eine durch Gleichstrommotor von 50 PS betriebene Kettenwinde, die nach angestellten Versuchen eine Aufzugskraft von 230 kg zu leisten hat. Die Winde wird auf einem schmalspurigen Gleis über den unterwasserseitig vorgebauten Steg verschoben, die angehobenen Schützen werden durch eine Klaue am Losständerrahmen festgehakt, worauf die Losständer durch eine zweite ähnliche, nur etwas stärkere Winde (Abb. 561) bis unter das höchste Hochwasser aufgeholt werden. Nach angestellten Versuchen ist es möglich, bei angestrengter Aufmerksamkeit mit den beiden Winden sämtliche 25 Schützen in 38 Minuten und die 25 Losständerrahmen in weiteren 45 Minuten aufzuziehen, ein wohl in den meisten Fällen als durchaus genügend zu bezeichnendes Ergebnis.

Das interessante Bauwerk ist in bezug auf die Abstützung der Brücke, die Aufzugs-

Digitized by Google

vorrichtung, die sparsame Materialausnutzung als vorbildlich zu bezeichnen. Auf einige andere, im Hinblick auf Verwertung beim Wasserkraftbetrieb weniger glückliche Eigenschaften soll nachher hingewiesen werden. Vorher sei zum Vergleich noch ein ähnlich angelegtes Wehr aufgeführt, das sich durch die Verwendung von Rolläden an Stelle der Schützen von dem Mifovicer unterscheidet.

Rolladenlosständerwehr. In den St. Andrews-Stromschnellen des Red River bei Winnipeg (Kanada) ist in den Jahren 1907 bis 1909 ein Losständerwehr mit den von Caméré seinerzeit bei der Seinekanalisierung erstmals verwendeten Rolladenschützen erbaut worden, das zugleich wegen seiner bedeutenden Abmessungen Beachtung verdient[1]).

Das gleichfalls rein im Schiffahrtsinteresse errichtete Bauwerk staut den Fluß auf eine Nutzbreite von rd. 250 m um rd. 6,5 m über N.W. auf. Von dieser beträchtlichen Höhe entfallen 4,15 m auf den beweglichen Verschluß (Abb. 562, 563), der Rest auf eine mächtige Betonschwelle. Das Wehr ist durch Betonpfeiler in 6 je 36,27 m weite Öffnungen untergeteilt, deren jede 46 Losständer enthält, die abwechselnd zu vieren und zu zweien in Rahmen vereinigt sind. (Diese Anordnung ist gewählt, um zu ermöglichen, daß die Ränder zweier

Abb. 560. Losständerwehr in der Moldau bei Mifovic. Unterwasseransicht.
(Abb. 560 und 561 Aufn. der K. K. Kanalisierungskommission.)

benachbarten Schützen immer auf einem einzigen Losständer gemeinsam aufliegen, was die Dichtigkeit des Abschlusses gegenüber der Mifovicer Anordnung erhöht.) Die Schützen, 15 in jeder Öffnung, haben eine Breite von 2,33 m und bestehen aus je 50 Holzstäben, deren Stärke von unten nach oben zunimmt, und die durch Bronzeglieder gelenkig miteinander verbunden, durch eine endlose Kette (*a* in Abb. 563) aufgerollt werden. Ein am untern Rand befestigtes genau bearbeitetes Gußstück dient als Leitgewicht und Führungsglied beim Aufrollen. Letzteres wird, um das anfangs beobachtete Ausbeulen des Schützes zu zu verhindern, derart bewirkt, daß die Haltekетten des oberen Schützrandes um ein Viertel des gleichzeitig vom äußeren Trum der Aufzugskette beschriebenen Weges nachgelassen werden. Die ganze Konstruktion, namentlich die der Schützen, ist sehr sorgfältig bearbeitet und ausprobiert worden, um ein einwandfreies Auf- und Abrollen und einen guten Schluß an der Seiten- und Sohlenkante zu erzielen.

Die Dienstbrücke ist hier, weniger wirtschaftlich als in Mifovic, mit drei Hauptträgern angelegt. Die zwei unterwasserseitigen sind zur Aufnahme des Schubs versteift und gegen eisenbewehrte Erhöhungen der Pfeilerköpfe abgestützt. Der obere und mittlere Hauptträger bilden für sich eine zweistöckige Brücke, über die oben der öffentliche Fußgängerverkehr

[1]) Wegen vieler interessanter Konstruktionseinzelheiten vgl. Z. Ver. deutsch. Ing. 12. III. 1910.

Digitized by Google

geht, während der Unterboden als Dienststeg für die Ab- und Zufuhr der Rolladenpakete angelegt ist. Zum Heben der Ständerrahmen sind zwei elektrische 20-PS-Winden für die doppelten und zwei zu 10 PS für die einfachen Rahmen vorhanden. Für das Heben der Rolläden sind drei 2-PS-Winden, daneben Handkurbelantrieb, vorgesehen. Außerdem sind über der Arbeitsbühne noch vier 4-t-Laufkrane angeordnet (Abb. 563). Mit der Wehranlage ist eine vollständige Reparaturwerkstatt verbunden, in der elektrisch betriebene Arbeitsmaschinen zur betriebsfertigen Herstellung neuer Schützenteile aufgestellt sind.

Abb. 561. Losständerwehr in der Mohau bei Mirovic. Fahrbare Losständerwinde.

Vergleich der Schützen- und Rolladenwehre. Der Rolladen hat vor dem Tafelschütz den Vorzug der leichteren Beweglichkeit auch bei großer Stauhöhe. Dafür ist aber die Wasserdichtigkeit der vollgliedrigen Wand fast so mangelhaft wie bei den Nadelwehren und ein Stehenlassen im Eis ganz ausgeschlossen (das St. Andrews-Wehr wird, nach der erwähnten Veröffentlichung, regelmäßig vor Eintritt der Eisbildung abgeschlagen). In Flüssen mit starker Geschiebeführung ist ein Versetzen der Rollwand zu befürchten, und ein solcher Vorgang hat beispielsweise bei dem großen Rolladenwehr des Aarekanals beim schweizerischen Werk Hagneck, oberhalb des Bieler Sees, dazu genötigt, den Verschluß, der sich nicht mehr ziehen ließ, im Hochwasser mit Dynamit zu sprengen. Ein weiterer Nachteil ist die geringere Dauerhaftigkeit des Rolladens gegenüber dem soliden und einfachen Eisenschütz; schon die Tatsache, daß man es für nötig gefunden hat, eine so reich ausgestattete Werkstätte beim Wehr anzulegen, zeigt deutlich, wessen man sich in dieser Beziehung dort versieht. In den Anlagekosten dürfte ein wesentlicher Unterschied nicht vorhanden sein, so daß der Vorzug entschieden dem Schützenwehr zu geben ist.

Allgemeine Beurteilung der „Aufwärtsschwinger". Das Schützenwehr läßt allerdings in der bei Mirovic, Ruppoldingen usw. gewählten Anordnung mit gegen den Stau schwingenden Ständern noch einiges vermissen, was bei einem der Wasserkraftnutzung dienenden Wehr verlangt werden muß. Da der Wehrabschlag bei dieser Anordnung nur in der Weise erfolgen kann, daß zuerst die Schützen für sich, dann erst die Losständer gezogen werden, so ist man vor unangenehmen Störungen durch Eisbildung nie sicher. Sind

Digitized by Google

erst die Schützen durch austretendes Spritz- oder Sickerwasser an den Ständern angefroren, so ist die Wehrwand blockiert und vor einem anlaufenden Hochwasser nicht mehr zeitig genug frei zu bekommen. In ähnliche Verlegenheit kann man schon ohne Eisbildung bei überraschend auftretenden Flutwellen kommen, wenn die Zeit für das immerhin etwas umständliche Aufziehen der einzelnen Schützen und Ständer zu knapp ist. Der sehr berechtigte Wunsch, diesen Mangel der älteren Losständerwehre zu beseitigen, hat in neuerer Zeit zu verschiedenen Versuchen geführt, eine mit der Strömung ausschwingende Stauwand zu schaffen, die durch einfache Ausschaltung des Fußanschlags im Notfall eine augenblickliche Aufhebung des Staues ermöglicht. Gleichzeitig ist man dazu übergegangen, die bisher in lose nebeneinander hängende Rahmen aufgelöste Wand in größere, starr verbundene Flächen zusammenzufassen, womit die Möglichkeit gegeben wurde, innerhalb einer solchen einheitlichen Rahmenwand die Ränder zweier benachbarter Schützen auf einen einzigen Losständer zu legen, womit erst eine betriebssichere befriedigende Abdichtung ermöglicht wurde.

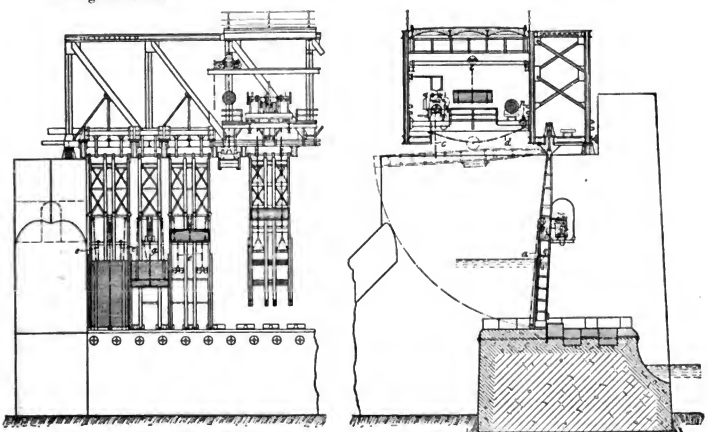


Abb. 562 und 563. Losständer-Rolladenwehr in den St. Andrews-Stromschnellen. Maßstab 1:250.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

Abwärtsschwinger: Muldewehr bei Bitterfeld. Diese Forderung ist bei dem im Jahre 1900 in der Mulde, einem größeren Nebenfluß der Elbe, bei Bitterfeld eingebauten Losständerwehr erfüllt. In Bitterfeld [1]) bestand seit alters ein großes Mühlenwehr, das zur Hälfte aus einer festen Überfallschwelle, zur anderen aus einem Flutdurchlaß mit 5 je 11,27 m im Lichten weiten, durch hölzerne Hubständer mit gleichfalls hölzernen Schützen verschlossenen Öffnungen bestand. Die Mulde, deren weitverzweigtes Einzugsgebiet größtenteils im Erzgebirge liegt, ist durch stürmisch auftretende Sommerhochwasser unangenehm ausgezeichnet. Eine solche, im Gefolge ausgedehnter Wolkenbrüche gerade in der Erntezeit auftretende Flutwelle verlegte im Jahre 1897 durch mitgeführte Massen

[1]) Das Folgende nach dem Bericht des Wasserbauinspektors Schnapp-Berlin auf dem XI. Binnenschiffahrtkongreß St. Petersburg 1908.

Digitized by Google

von Heu, Stroh, Buschwerk, Ackergeräten usw. in kürzester Zeit das Schützenwehr derartig, daß ein Ziehen (das regelmäßig mit Handkran ausgeführt wurde) nicht mehr möglich war und zwar nicht Zerstörung des Wehrs, aber dafür eine ausgedehnte Überschwemmung im Staugebiet eintrat. Die daraufhin von der Staatsbauverwaltung nach dem Entwurf von Wasserbauinspektor Schnapp und Regierungsbaumeister Roemer errichtete Neuanlage beugt der Wiederholung derartiger Ereignisse vor. Schnapp beschreibt die in den Abb. 564 bis 567 wiedergegebene Einrichtung wie folgt:

„Jede Wehröffnung ist durch Griesständer in einem Abstande von 2,246 m in fünf Schützenöffnungen eingeteilt. Die Schützen sind 2,13 m hoch, bestehen nach Abb. 566 aus einer ausgesteiften Blechtafel und laufen auf vier Rollen in den seitlichen, unten am Wasserdruck entsprechend verstärkten Falzen der Griesständer. Die Rollen sind aus Stahlguß; ebenso die Zapfen und deren Gehäuse, welche so geformt sind, daß sie mit den, je ein Rollenpaar herstellenden Rollenträgern und

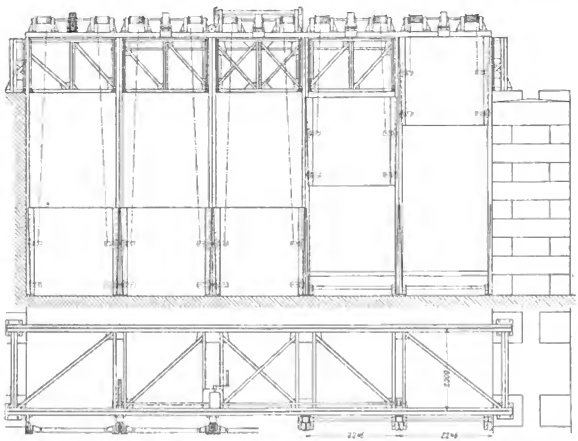


Abb. 564 bis 567. Losständer-Schützenwehr in der Mulde bei Bitterfeld. Maßstab 1:100.
(Abb. 564 bis 566 nach Schnapp.)

der Schützenwand unmittelbar vernietet werden konnten. Da das Unterwasser tiefer als der Fachbaum stehen kann, die Schützen also die volle Dreiecklast des Wasserdruckes zu tragen haben, so sind die Rollenträger in ihrer Höhenlage so angeordnet, daß zwischen derjenigen Stellung derselben, für welche gleiche Rollendrücke entstehen, und derjenigen, für welche die größten Biegungsmomente des Wasserdrucks in den senkrechten Schnittebenen des Schützes einander gleich werden, das Mittel genommen ist. Die Höhe h des Schützes wird daher durch die Rollenträger von oben nach unten in drei Abschnitte von 0,400 h, 0,487 h, 0,113 h geteilt. Da die Mühle die Niedrigwassermenge der Mulde voll verbraucht, so mußte darauf Bedacht genommen werden, daß die Schützen möglichst dicht schließen. Diese stehen daher unten mit ihrem Gewichte auf der geebneten Schwelle und tragen an den Seiten verschiebliche Holzleisten, die vom Wasserdruck auf das Schütz und seitlich gegen die vor die Griesständer genieteten Winkeleisen gedrückt werden, und so den Schütz schließen. Um die Verbindung beim Ziehen der Schütze leichter lösen zu können, sind die Schützenränder und Winkeleisen etwas keilig gestaltet (Abb. 564/565). Bei breiteren Griesständern wäre man wohl mit einfachem Keilanschluß der Eisen nach Tolkmitscher Art ausgekommen. Das rd. 500 kg betragende Gewicht eines Schützes ist an zwei für die doppelte Last vorgesehenen kalibrierten Ketten aufgehängt, die vermöge einer kleinen selbstsperrenden Schneckenwinde von ebenfalls doppelter Tragfähigkeit gleichmäßig angezogen und in jeder Stellung gehalten werden können. Da diese Winden

Digitized by Google

gegenüber einzelnen größeren Winden verhältnismäßig billig sind, so wurde für jede Schütze eine solche vorgesehen. Die][förmigen Griesständer stehen unten nicht auf, sondern schweben etwa 0,02 m frei und lehnen sich zur Abstützung des dorthin entfallenden Wasserdruckes nur gegen ein wagrechtes Fußlager. Ihr oberes Lager findet sich nach Abb. 566 in einem Drehgelenk am Untergurt der Bedienungsbrücke, welches außer dem dorthin entfallenden Wasserdrucke auch das Gewicht der Griesständer und der hochgezogenen Schützen zu tragen hat. Über diesen Drehpunkt sind die Griesständer dann noch nach oben verlängert und mit einem durch die ganze Lichtweite über sie hinweggehenden Kopfträger versehen. Letzterer hat einmal den Zweck, die Schützenwinden in einer für den Kurbelantrieb geeigneten Höhe zu tragen; er soll insbesondere aber auch außer der Festlegung des Griesständerabstandes vermöge seiner wagrechten Steifigkeit die um das Drehgelenk sich bewegenden Griesständer in einer Ebene halten und den Druck der hierbei betätigten Griesständerwinde auf die Ständer verteilen. Am Fuß ist der Abstand der Griesständer durch ein über diese gelegtes Winkeleisen und durch Bunde an der Welle der Fußverriegelung gesichert, wobei diese Glieder ebenfalls zur Erhaltung der ebenen Stauwand beitragen.

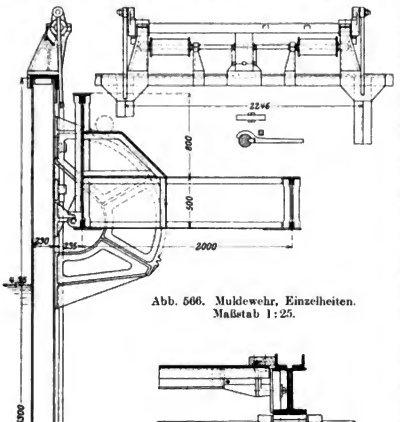


Abb. 566. Muldewehr, Einzelheiten. Maßstab 1:25.

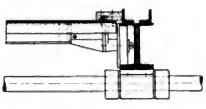


Abb. 567. Muldewehr, Führung und Abdichtung der Rollschützen. Maßstab 1:20.

Die Bedienungsbrücke (Abb. 564/565) besteht in einfacher Weise aus zwei durch Querträger hinter jedem Griesständer in einem Abstande von 2 m miteinander verbundenen Hauptträgern und einer auf den Wasserdruck bemessenen Diagonalversteifung. Die Hauptträger haben 11,9 m Stützweite, finden ihr Auflager auf den massiven Pfeilern und sind auch gegen wagrechte Verschiebung gesichert. Der unterwasserseitige, nur geringe senkrechte Lasten tragende Hauptträger konnte unter die Brückentafel gelegt werden. Er ist, um die Brücke für alle Fälle auch gegen etwaiges Kippen mit der Stauwand zu sichern, auf den Lagern verankert, und war in seiner Stärke hauptsächlich für die Übertragung der Ankerkräfte auf die mittleren Querträger zu bemessen. Der oberwasserseitige, auch das Gewicht der Stauwand tragende, mit den Querträgern durch steife Ecken verbundene Hauptträger hat eine größere Höhe und Fachwerkform erhalten. In den etwas breiter gehaltenen Vertikalen am zweiten und fünften Griesständer sind senkrechte Schlitze angebracht, durch welche die an den dortigen Griesständern angreifenden Quadranten der Griesständerwinde hindurchgreifen und zugleich den Kopfträger der Griesständer nahe an den sog. vorteilhaftesten Stützpunkten fassen. Die Schlitzöffnung ist für die Übertragung der Schwerkraft durch stärkere Knotenbleche wieder gedeckt. Von der neben der Hauptträgermitte aufgestellten Griesständerwinde gehen zwei Wellen nach den seitlichen Quadrantentrieben, die damit in gleiche Drehgeschwindigkeit gesetzt werden können. Im gewöhnlichen Zustande steht die Welle, wie weiter unten erläutert wird, nicht mit der Griesständerwinde im Eingriff; sie wird erst durch eine Kupplung angeschlossen, wenn die Griesständerwand mit der Winde bewegt werden soll.

Die Fußlagerplatte, Abb. 566, hat seitlich der Griesständer zwei erhöhte Nasen, die oberwasserseitig abweichend von der Zeichnung durch eine Zahnflanke begrenzt sind. Über dem Lager ist an den Griesständerfüßen eine durch gehende Welle befestigt, auf welcher neben den Griesständern starke Bunde sitzen, die ebenfalls mit einer Nase versehen sind, deren begrenzende Zahnflanke mit der Flanke an der Lagerplatte im Eingriff steht, wenn die Welle in die Verschlußstellung gedreht ist. Um die Drehung dieser Welle bewirken zu können, sind die Bunde an den beiden mittleren Griesständern mit einem

Digitized by Google

kräftigen Hebel versehen, der durch zwei im Schutze der beiden Griesständer liegende und an diesen senkrecht verschiebliche Stangen bewegt wird, an welche er mit je einer Kurbelstange angeschlossen ist. Am oberen Ende haben die Stangen ebenfalls je eine Kurbelstange, die an zwei Kurbeln anschließen, deren gemeinschaftliche Welle, Abb. 567, in Lagerstühlen über den Köpfen der beiden Griesständer gelagert ist. Sind diese Kurbeln nach oben um ein gewisses Maß über den toten Punkt hinausgedreht, so kommt eine Nase an ihren Kurbelnaben zum Anschlag, womit die Verriegelung geschlossen ist. Soll sie wieder geöffnet werden, so ist die Kurbelwelle zunächst so weit zurückzudrehen, bis die Kurbeln um den Reibungswinkel über den toten Punkt hinaus sind; dann bewegt sich das Gestänge unter seinem Gewichte von selber weiter und die Hebel am Griesständer fallen so weit hinunter, daß die Nasen der Verriegelungswelle über die Nasen der Fußlager hinweggleiten können. Zum Drehen der Welle dient ein in Abb. 567 angedeuteter Hebel, der mit einem zahnförmigen Zapfen in eine entsprechende, radial sich verjüngende Vertiefung der Welle gesteckt und durch einen, vom Zapfenfuße ausgehenden, die Welle in der Drehebene des Hebels und in der Drehrichtung auf etwa 120° umfassenden kreisförmigen Bügel gehalten wird. Eilt die Welle beim Öffnen unter dem Gewichte des Gestänges vor, so löst sich der Hebel selbsttätig aus, so daß der Wärter nicht gefährdet werden kann. Auch das Öffnen des Wehres durch Unbefugte ist auf diese Weise vermieden. Das Verriegelungsgestänge hat unter dem Wasserdrucke Zugspannungen; es öffnet sich ebenso, wie die ganze Stauwand in der Richtung des Wasserdruckes, ohne daß hierfür die vorherige Überwindung stärkerer Widerstände, wie gleitender Reibung u. dgl. erforderlich ist.

Der Betrieb der Anlage gestaltet sich nun in folgender Weise. Unter gewöhnlichen Verhältnissen sind bei geöffnetem Wehr die Schützen hochgezogen. Soll das Wehr wieder geschlossen werden, so kuppelt der Wärter die Welle der Griesständerwinde an und windet die Stauwand aus ihrer wagrechten Lage unter der Brücke in etwa 4 bis 5 Minuten in die senkrechte Lage und etwas darüber hinaus, dreht alsdann die Verriegelungswelle nach oben über den toten Punkt hinaus und holt die Griesständerwinde so weit zurück, bis die Griesständerfüße zum Anliegen kommen und die Kuppelung der Winde sich löst. Alsdann werden die Schützen dem fallenden Wasserstande entsprechend nach und nach herabgelassen. Soll das Wehr wieder geöffnet werden, so kann der Wärter nach dem Hochziehen der Schützen entweder die Griesständerwinde sogleich ankuppeln und nach Lösen der Verriegelung die Griesständer hochwinden, oder er kann auch die Verriegelung vorher auslösen, worauf die Stauwand, weil ihr Schwerpunkt nicht nur etwas unter, sondern auch etwas vor der Drehachse liegt, fast den halben Weg von selbst zurücklegt und dann nach Ankuppeln der Winde vollständig hochgehoben werden kann.

Ist Gefahr im Verzuge, so ist man zunächst in der Lage, an die Schützen, weil sie sämtlich mit einer Winde versehen sind, eine größere Anzahl Arbeiter zum Hochwinden stellen zu können. Sollten die Arbeiter mit dieser Verrichtung nicht mehr fertig werden und die Schützen insgesamt oder teilweise unten bleiben, so kann man die Stauwände auch in diesem Notfalle, und zwar in in kürzester Zeit, durch Herablassen der Verriegelungen öffnen. Das Wasser schiebt nach mehreren Versuchen die Stauwand fast gleichmäßig und ohne Stoß vor sich her, weil der unelastische statische Wasserdruck sofort mit dem Lösen der Verriegelung verschwindet. Damit dabei die unteren Ecken der Schützen über die Nasen der Fußlager hinweggleiten können, sind daselbst an den Ecken kleine Klappen angebracht; — eine nach Beginn der Zurichtung getroffene Einrichtung, für welche sonst vorn an der Lagerplatte kleine in die Schützenausschnitte passende Ansätze angebracht worden wären. Die teilweise geöffnete Wand wird alsdann mit der Griesständerwinde erfaßt und hochgewunden, worauf die Schützen von einigen über die Griesständer gelegten Brettern aus herangeholt werden.

Für die Vornahme von Untersuchungen und Ausbesserungen lassen sich alle Konstruktionsteile außerhalb des Wassers bringen. Die Schützen können auch bei schräghängenden Griesständern auf einen Kahn ausgewechselt werden; die Schützenketten haben die dafür erforderliche Mehrlänge."

Die beschriebene Wehranlage hat in der schon mehr als zehnjährigen Zeit ihres Bestehens zu größeren Beanstandungen keinen Anlaß gegeben. Indes haben sich doch im Betrieb einige Erfahrungen ergeben, die als bezeichnend für das System hier nicht unberührt bleiben dürfen[1]).

Wenn der Verschluß vor Hochwasser geöffnet wurde und wieder geschlossen werden soll, so findet sich auf der Sohle regelmäßig Kies abgelagert, der ein gleichmäßiges Schließen der steifen Losständerwand verhindert und daher von Hand beseitigt werden muß. Dieser Punkt verdient ernste Berücksichtigung, es sei jetzt schon festgestellt, daß große einheitliche Verschlüsse, Walzen, Stoneyschützen usw., gegen diese bei beweglichen Wehren allgemein zu beobachtende Erscheinung sich selbst durch den unter ihnen beim Eintauchen entstehenden Spülstrom schützen. — Das Freihalten der Oberwasserkante von Eis durch Aufhacken, das man bei allen beweglichen Wehren in hochwassergefährlichen Flüssen nicht unterlassen sollte, wird als schwierig, gefahrvoll und kostspielig empfunden; in diesem Punkt sind aber andere Bauweisen kaum besser daran.

Die zu schmal bemessenen Schützenlaufrollen haben auch hier, wie fast bei allen Schützen mit kleinen Rollen zu beobachten, bald tiefe Rillen in die Trägerflansche ein-

[1]) Nach Mitteilung des Königl. Meliorationsbauamts Merseburg.

Digitized by Google

geschnitten, und die Bewegung der Schützen geht daher nur bei fast ausgeglichenem Ober- und Unterwasser leicht vonstatten. Dieser mit der Bauweise eng zusammenhängende Fehler ist von großer Bedeutung und nur schwer zu verbessern. Man könnte an die Verwendung breitflanschiger Differdinger Träger denken und vielleicht die Rollenbelastung durch Einschalten mehrerer wagrechter Blattgelenke (Schützendeckplatte = Gelenk) statisch bestimmt machen, weil erfahrungsgemäß die unwesentlichen Abweichungen von der geometrisch richtigen Rollenhöhe die Überlastung einzelner Rollen und damit den Anfang zur Rillenbildung veranlassen. Schließlich sei diesen Mitteilungen der mit der Unterhaltung der Anlage betrauten Behörde noch hinzugefügt, daß die Anwesenheit der eng gestellten Losständerreihen im Stromschlauch immer Anlaß zum Anhängen aller möglichen, oft umfangreichen Schwemmselmassen gibt, die schwer zu beseitigen sind und auch die Bewegung der Schützen behindern können.

Trotz dieser, allerdings ja nicht unbedingt ausschließenden Beanstandungen hat die preußische Staatsbauverwaltung die Ausführung eines ähnlich gebauten Wehrverschlusses bei Dörverden an der Weser (S. 307) in Angriff genommen. Die Lichtweite der Öffnungen beträgt dort 36 m, die Schützenbreite 4 m, der Überdruck 3,5 m. Bei diesen größeren Abmessungen werden sich gerade die empfindlichen Rollenführungen ungleich massiger ausbilden lassen. Die überstehenden Schenkel der Losständer reichen, stärker verlängert als in Bitterfeld, noch über den entsprechend der größeren Lichtweite an sich erhöhten Stegobergurt hinaus, so daß bei ganz aufgezogenen Schützen der Schwerpunkt der Stauwand etwas über die Aufhängewelle zu liegen kommt und die Ständer stets das Bestreben haben, sich von selbst wagrecht unter die Brücke zu legen. Dadurch wird es möglich, den teuren und bei größeren Abmessungen der Stauwand praktisch nicht mehr gut ausführbaren Zahnradquadranten-Antrieb durch einen einfachen Kettenzug zu ersetzen, der an den oberen Ständerköpfen mit großem Hebelsarm angesetzt werden kann und von einer über dem oberen Querverband des Stegs aufgestellten einfachen Winde (mit elektrischem Antrieb) betätigt wird.

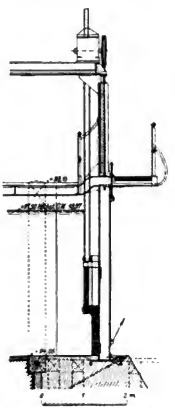


Abb. 568. Losständerwehr mit Auslösung durch Anheben der Ständer, Vorschlag von Heyn.

Spreewerk bei Spremberg. Die immerhin kostspielige zweiarmige Ständeranordnung kann, wenigstens für mittlere Lichtweiten, durch Anwendung von Kettenzügen mit Gegengewichten vermieden werden, ohne daß auf den selbsttätigen Eingang in die wagrechte Ständerlage verzichtet wird. Eine solche Anordnung zeigt z. B. ein von Ingenieur Heyn-Stettin aufgestellter Entwurf für ein Spreewehr bei Spremberg (Abb. 568).

Die Schützentafeln gehen hier beim Aufziehen aus den am Drehauge endigenden Losständern in die entsprechend ausgebildeten festen Ständer der Hauptträgerwand über. Das Zurückholen der Losständer beim Aufrichten des Staues würde hierbei, was für kleinere Verhältnisse auch ganz entschieden das einfachste Verfahren und durchaus zulässig, vom Land aus durch vorübergehend eingeschlungene Stricke oder Ketten unter Zuhilfenahme eines Nachens bewerkstelligt. Die Auslösung wird durch Anheben der ganz in Ösen aufgehängten Ständerwand bewirkt, ein sicher wertvoller Gedanke, da er die wichtige Entriegelung vollständig aus dem Wasser und in bequemste Zugänglichkeit bringt. Lediglich die einzelnen von Hand anzutreibenden Schraubenspindeln als Mittel der Entriegelung würden wohl zur Sicherstellung eines genau gleichzeitigen Entspannens sämtlicher Losständer besser etwa durch eine durchlaufende Welle ersetzt werden, an der die Ständer unter Einschaltung eines elastischen Zwischengliedes über Exzenterbunden aufgehängt würden.

Bemerkenswert an diesem Wehr ist noch die eigenartige zweiteilige Schützeneinrich-

Digitized by Google

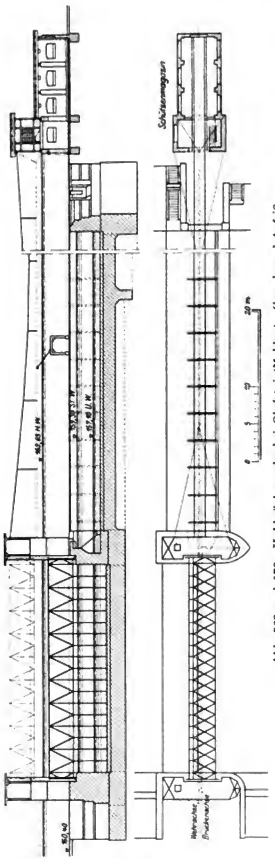


Abb. 569 und 570. Hubbrückenwehr bei Obříství (Moldau). Grund- und Aufriß.

tung, die es ermöglicht, das obere Schütz unter Stauziel zu senken: also eben das, was Eingangs als eine wichtige Grundforderung aufgestellt wurde.

Die Abdichtung der Fuge zwischen beiden Schützen wird durch einen einfachen von Ingenieur Heyn seit langem angewandte (der Stoneyschen Stabdichtung ähnliche) Anordnung bewirkt, bestehend aus einem kräftigen Lederstreifen, der um einen dünnen Holzstab genagelt ist und sich unter dem Wasserdruck in die Auskehlung der Holztafeln legt. Die Schützen sind, als sog. Schleppschützen, so miteinander verbunden, daß man die obere zwar für sich senken, aber nur zusammen mit der unteren über den Stau heben kann, dadurch wird ein zweites Windengestänge gespart und der erwähnte Vorteil des oberflächlichen Wasserablasses gewonnen (dieselbe Ausführung in Mühltal, S. 343).

Hubbrückenwehr bei Obříství. Eine ganz eigenartige und mit eigenen Vorteilen begabte Anordnung der Entriegelung zeigt das in den Abb. 569, 570, 571 dargestellte, von dem österreichischen Ingenieur Dr. Liebisch für die Oberelbe-Kanalisierung entworfene Wehr, das bei den Staustufen Melnik und Obříství eingebaut worden ist[1]).

In Obříství sind zwei Öffnungen von 32 m Lichtweite und 1,87 m Stauwassertiefe und ein Schiffahrtsdurchlaß von 28 m Weite bei 3,8 m Stautiefe über der festen Wehrschwelle angelegt. Die Zwischenbauten sind steinerne 3,6 m starke Pfeiler. Die hier wieder nur in Einzelrahmen vereinigten Ständerpaare sind in Gleitzapfen (Abb. 571) an einem Fachwerkdienststeg aufgehängt, der durch an den Auflagen angeordnete einfache Rollenzüge, um 5,2 m bis über das höchste Hochwasser gehoben werden kann. Die wagrechte Abstützung und Führung der Brücke bei der Bewegung übernimmt eine kräftige Rolle (Abb. 570), die in eine Nische des Mauerwerkes eingreift und sich hier gegen eine verankerte Formeisenbahn legt. (Für die Ausführung ist eine von der Abbildung etwas abweichende Anordnung des unteren Wagrechtverbandes gewählt und die Führungsrolle in eine dritte, in Brückenachse angeordnete Nische verlegt worden.) Die Ständerrahmen hängen an elastisch gelagerten Gleitzapfen zwischen dem unterwasserseitigen Untergurt des Stegs und einem eigens

[1]) Nach dem Bericht von Dr. Liebisch in Verbandsschrift 46 des Deutsch-Österreichisch-Ungarischen Verbandes für Binnenschiffahrt und mit Benutzung der von der k. k. Direktion für den Bau der Wasserstraßen in Wien überlassenen Originalpläne und Mitteilungen.

Digitized by Google

angeordneten Zwischengurt, der nötig ist, um den Zusammenhang des untern Wagrechtverbandes herzustellen (Abb. 570); unten lehnen sie sich mit nach dem Reibungswinkel (zur Erleichterung des Anhebens) abgeschrägten Dichtungsbalken gegen eine kleine durchgehende Erhöhung der Wehrschwelle. Die eigenartige Ausbildung des unteren Windverbandes ist gewählt worden, weil nur sie ein freies Herausnehmen der (hölzernen) Schützentafeln ermöglicht. (Dasselbe Ziel hätte sich auch durch Anordnung eines Konsolenstegs, aber nur mit größerem Eisenaufwand erreichen lassen.

Die Stauwand ist aus Sparsamkeit, aber jedenfalls auf Kosten der Wasserdichtigkeit und Dauerhaftigkeit, der Höhe nach vierfach untergeteilt. Für das Aufziehen der (hölzernen) Schützentafeln ist eine innen am Obergurt laufende Windenkatze vorgesehen. Die Schwingrahmen werden, wenn die Brücke angehoben ist, durch eine zweite, innen am oberwasser-

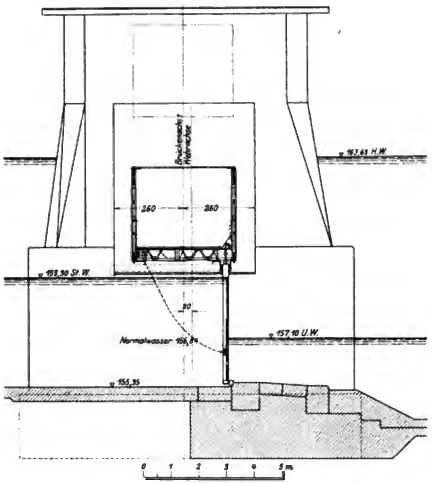


Abb. 571. Hubbrückenwehr bei Obristvi. Längsschnitt.

seitigen Hauptträger laufende Winde nach der Oberwasserseite angeholt und in wagrechter Stellung festgelegt. Beim Aufstellen der Stauwand läßt man sie dann wieder in der Strömungsrichtung „gebremst" einschwingen.

Die Vorzüge dieses Hubbrückenwehres können in Übereinstimmung mit den Ausführungen des Erfinders folgendermaßen festgestellt werden: Die Anwendung einer Hubbrücke gestattete es, trotz einer gegebenen großen Schwellhöhe des Hochwassers, doch mit kurzen, lediglich nach der Stautiefe bemessenen Ständern auszukommen; dadurch wird nicht nur an den Ständern selbst gespart, sondern weiter auch noch an der Brückenbreite und der erforderlichen senkrechten Tragfähigkeit, die bei einem reinen Dienststeg in erster Linie nach dem Gewicht der aufgehängten Schwingrahmen zu bemessen ist. So ist es erklärlich, daß die Gewichtsersparnis unter Verhältnissen, wie sie an den beiden

Digitized by Google

Elbestufen vorlagen, die etwas kostspielige Einrichtung zum Aufziehen des Stegs mehr als wett machte.

Im übrigen ist die vielgliedrige Schützenanordnung, die Verwendung hölzerner Schützen, die Notwendigkeit, die einzelnen Tafeln herauszunehmen und an Land abzufahren ledig-

Abb. 572. Pfeilerschnitt.

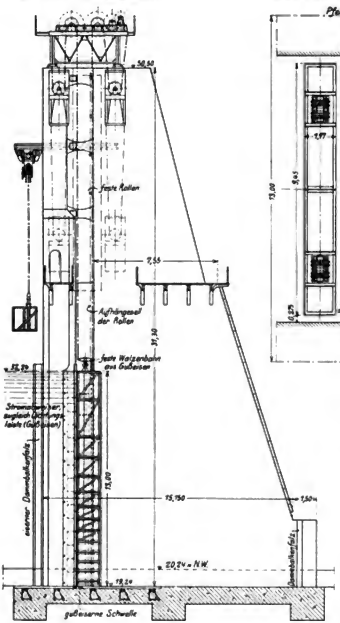


Abb. 573. Schützengrundriß.

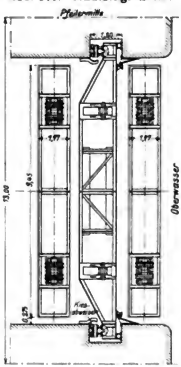


Abb. 572 bis 574. Schützenwehr in der Dordogne bei Tuilière. Maßstab 1:250.
(Abb. 572 bis 576 nach Ann. ponts et ch.)

Abb. 574. Pfeilergrundriß.

lich auf die Bedürfnisse der Kanalisierung zugeschnitten und für ein Wasserkraftwerk weniger zu empfehlen. Jedenfalls ist aber der Gedanke, den Wehrsteg als Hubbrücke auszubilden, ein ganz gesunder und in geeigneten Fällen (hohe Hochwasserschwellung bei verhältnismäßig kleinem Stau, mäßige Lichtweiten) wohl eines näheren Vergleiches wert.

Digitized by Google

Zusammenfassung. Aus dem bisher Mitgeteilten kann man zusammenfassend schließen, daß die Losständerwehre in ihrer heutigen hochentwickelten Form, als „Abwärtsschwinger" und mit den guten Einzelheiten der drei zuletzt beschriebenen Anlagen (Bitterfeld, Spremberg, Obřistvi) ausgestattet, ein in betriebstechnischer Beziehung unter nicht zu schwierigen Hochwasser- und Eisverhältnissen ganz brauchbares Stauwerk für Wasserkraftzwecke darstellen. Die ihrer vielgliedrigen Konstruktion einmal anhaftenden Mängel wurden bei Bitterfeld genügend hervorgehoben. Diese Vielgliedrigkeit wird meistens auch den Eisenpreis erhöhen: in Bitterfeld (allerdings als ungewohnte Ausführung und bei hohen Eisenpreisen) 520 M/t ohne die kleinen 25 + 5 Stück Einzelwinden mit nochmals 11 500 M. Anschaffungskosten; zusammen etwa 700 M/t. Walzen- und Stoneywehre kosten in größeren Ausführungen gewöhnlich mit Antrieb nur 450 bis 500 M/t. Dies wirkt der an sich gegebenen statischen Überlegenheit dieser, den Wasserdruck zu mindestens zwei Drittel unmittelbar in die Sohle übertragenden und daher wenig Eisen verlangenden Bauweise wieder etwas entgegen, ohne den Kostenunterschied indes auszugleichen.

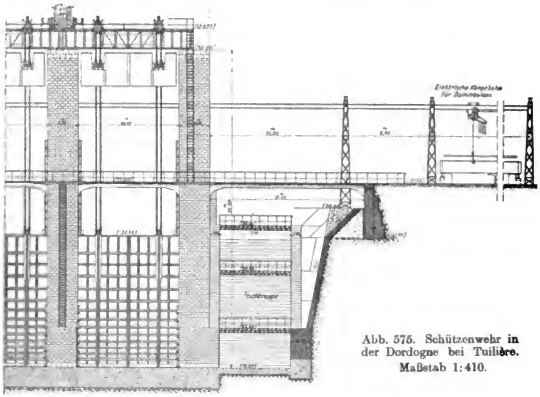


Abb. 575. Schützenwehr in der Dordogne bei Tuilière. Maßstab 1:410.

2. Große einheitliche Schützen.

Einheitliche Schützen zum Abschluß größerer Lichtweiten bei gleichzeitig großen Stauhöhen sind Ende der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts von dem amerikanischen Ingenieur Stoney angegeben[1]) und in Europa dann zuerst an dem Stadt-Genferischen Werk Chèvres an der Rhône ausgeführt worden. Das „Stoney-Schütz" ist bekanntlich (vgl. Beznau, Abb. 94, 95 und Tuilière, Abb. 572 bis 575) durch die Auflagerung auf freihängenden Wälzrollen und die eigenartige Hängestabdichtung gekennzeichnet.

Die schon früher gelegentlich angewendeten „festen", d. h. am Wehrpfeiler oder am Schützrand in feststehenden Bolzen drehbaren Rollen hat man bei dieser Entwicklung anfänglich verlassen, weil die Zapfendrücke und Bewegungswiderstände unangenehm groß

[1]) Vgl. Minutes of Proceedings of the American Society of Civil Engineers Bd. 53, 1879/80. Engineering 1884, S. 268 u. 1895, S. 335; C. d. B. v. 1885, S. 227; Z. Ver. deutsch. Ing. 1895, S. 1521.

Digitized by Google

ausfielen, während es ein leichtes war, die freien wälzenden Rollen mit reichlichem Durchmesser und in großer Breite herzustellen, so daß der Einheitsdruck bequem in angemessenen Grenzen gehalten werden konnte. (Neuerdings ist man beim Rheinwehr Laufenburg (S. 816) doch wieder zu feststehenden Rollen, aber nun solchen mit Walzenlagern, zurückgekehrt.)

Die ersten Anordnungen, beispielsweise in Chèvres und auch in Beznau, wiesen indes noch einige Mängel auf, die sich erst in längerem Betrieb herausstellten und bei neueren Anwendungen zu einigen bemerkenswerten Abänderungen geführt haben.

Als Vertreter der vollkommensten Bauweise und, wenigstens in manchen Baueinzelheiten vorbildlich, darf das Wehr von Tuilière an der Dordogne bezeichnet werden; einer sehr eingehenden Mitteilung des Erbauers, des französischen Ingenieurs Claveilles, Direktor im Arbeitsministerium der Republik, sind die nachstehenden Ausführungen größtenteils entnommen.

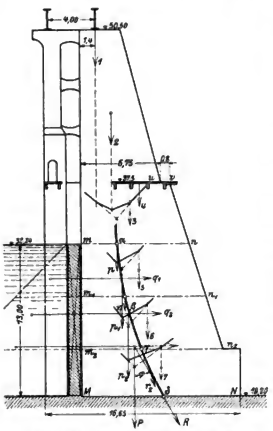


Abb. 576. Wehr bei Tuilière. Statische Untersuchung des Pfeilers.

Aus der Beschreibung des Werks (S. 245) sei in Erinnerung gebracht, daß das Wehr an der Dordogne, einem Mittelgebirgsfluß, 7 Hauptöffnungen von je 10 m Lichtweite und eine seitliche Spülöffnung von 7 m bei 12 m Stauhöhe und 13 m Wassertiefe über der festen Wehrschwelle hat (vgl. Abb. 109 bis 111). Die aus Bruchsteinmauerwerk aufgeführten Pfeiler haben 3 m Stärke und erheben sich 31,3 m über die Wehrschwelle; sie sind, mit Einschaltung einer 1 m starken durchgehenden Stampfbetonabgleichung, auf den anstehenden Kalkfelsen gegründet und beanspruchen nach Ausweis der statischen Berechnung den Baugrund mit 4,5 kg/qcm oberwasser- und 5,0 kg/qcm unterwasserseitig (vgl. Abb. 576), die größte Pressung im Mauerwerk erreicht im Schnitt $m_1 - n_1$, den Höchstwert 7,4 kg/cm². Dabei ist der oberwasserseitig der Schützen liegende Vorkopf nicht berücksichtigt. Dieser Vorkopf seinerseits, gegen den bei Ausbesserungsarbeiten am Schütz eine Dammbalkenwand gelegt werden soll, wobei von den benachbarten Öffnungen starke Überdrücke durch den Pfeiler hindurch wirksam werden, ist im untern Teil mit kräftigen Eiseneinlagen (Abb. 574) verstärkt. 5,26 m über dem Stauziel sind die Pfeiler durch zwei Dienststege aus Eisenbeton gegeneinander abgesteift, der Windensteg aus Eisenkonstruktion ist, in einfache Träger aufgelöst, frei auf die Pfeilerkronen aufgelegt (Abb. 577).

Die Schützen sind aus 14 gleichen trapezförmigen Blechträgern von 1,4 m Steghöhe zusammengesetzt, deren Abstand nach der Tiefe, entsprechend dem wachsenden Einheitswasserdruck, abnimmt. Die oberen Querriegel werden mit 850 kg/qcm beansprucht, die unteren, eigens verstärkten, nur mit 500 kg/qcm. Diese Anordnung ist getroffen, um die Wirkung der erfahrungsgemäß bei halb gezogenen Schützen auftretenden sehr heftigen Schwingungen abzuschwächen.

Die Riegel sind an den Enden mit durchgehenden Ständern zusammengefaßt, auf denen die Rollenführung liegt, außerdem sind noch drei Fachwerks-Zwischenständer vorhanden, davon zwei in der Achse der durch die drei obersten Riegel durchgreifenden Aufzugsösen. Die Schützenhaut besteht aus 12 mm starkem Stahlblech. Die Schütze setzt sich unten mit einer gehobelten Randschiene auf eine eingelassene gleichfalls gehobelte Stahlgußleiste dicht auf.

Die Köpfe der im ganzen 11,1 m breiten Riegel ragen in 70 cm tiefe Pfeilernischen hinein,

Digitized by Google

an deren unterwasserseitiger Leibung eine 400 mm breite gußeiserne Walzenbahn von im ganzen 22,4 m Höhe aufgeschraubt ist. Eine ähnliche Bahn trägt der Endständer der Schütze, und zwar wird die Druckübertragung (Abb. 573) durch eine durchgehende, 100 mm starke Lagerwalze bewerkstelligt, so daß wagrechte Durchbiegungen der Riegel ohne Einfluß auf die gleichmäßige Belastung der Rollen bleiben. Diese Einrichtung haben die alten Stoneywehre nicht, und es hat dies auch dazu beigetragen, daß z. B. in Chèvres die gußeisernen Rollenbahnen stellenweise überanstrengt und zermalmt wurden. Der Hauptgrund dieser Erscheinung lag allerdings in dem Unrundwerden einzelner Rollen, wodurch ungleichmäßige Lastverteilung, ja Stöße, hervorgerufen wurden, ein Übel, das naturgemäß, wenn erst einmal Beulen in der Laufbahn waren, sich nur wachsend verstärken konnte. Der innere Grund dieser Erscheinungen, die statische Unbestimmtheit der Auflagerung und die Schützenausbildung mit zahlreichen Riegeln ist allerdings auch bei Tuilière noch nicht vermieden. Es soll nachher gezeigt werden, wie dies zu beseitigen ist. Jedenfalls ist bei der gewählten Anordnung Sicherheit nur durch sehr niedrigen Ansatz der zulässigen Beanspruchungen, also auf Kosten der Baustoffausnutzung zu erreichen.

Abb. 577. Wehr bei Tuilière. Unterwasseransicht der linken Landöffnung mit Fischtreppe.

Die in üblicher Weise in eine Schere vereinigten Rollen, jederseits 41 an der Zahl, haben 120 mm Durchmesser und 420 mm Länge, sie sind entsprechend der Riegeleinteilung in ungleichen Abständen angeordnet. Jede Schere ist mit einer 590 mm messenden freien Rolle flaschenzugartig an einem Stahldrahtseil aufgehängt, das einerseits an dem Windensteg, anderseits an der Schützentafel befestigt ist. Durch diese Anordnung wird die Bewegung der Rollenschere so geregelt, daß ihre Geschwindigkeit genau die Hälfte der Hubgeschwindigkeit des Schützes beträgt, wie es auch der rein wälzenden Rollenbewegung entspricht. Im obern Teil der Pfeilernischen ist noch zur Festlegung des hochgezogenen Schützes gegen Winddruck eine Führung angeordnet, bestehend aus je 4 festen Rollen an der unterwasserseitigen Leibung und je 6 gußeisernen Gleitsätteln an der oberwasserseitigen. Die Schütze selbst hängt an 8 Ketten, die zu je vieren an einem der erwähnten Zwischenständer angreifen. Die Aufhängung ist in einfacher Weise durch Anordnung kreuzweise hintereinander geschalteter Wagebalken zu einer statisch bestimmten gemacht, so daß jede Kette genau gleich mit den übrigen arbeitet (Abb. 572, 573, 575). Die Ketten, kalibrierte Gliederketten von 35 mm Eisenstärke (Gliedlänge 161 mm, Gewicht 27,5 kg/m) sind höchstens mit 680 kg/qcm beansprucht. Sie sind oben auf dem Windensteg über Greifräder geschlagen, dann wieder herabgeführt und tragen an Rollen (Abb. 572) die Gegengewichte, mit Beton und Alteisen gefüllte Blechkasten, die mit eigenartigen Ausschnitten (Abb. 575) versehen sind, um trotz möglichst geringer Pfeilerhöhe nicht bis auf den, nach Geländehöhe und Hochwasserstand festgelegten, untern Dienststeg herabzusinken. Dieser Gesichtspunkt war in noch höherem Maße für die Anwendung der Tragrollen maßgebend. Die freien Enden der Ketten sind am Windensteg, wieder statisch bestimmt, mit Hilfe von Wagebalken, befestigt.

Digitized by Google

Die Ausbildung der seitlichen Abdichtung der Schützen an den Pfeilern verdient besondere Beachtung; sie ist aus Abb. 573 noch genügend zu ersehen: oberwasserseitig ist ein im Querschnitt V-förmiges Gußstück an der Pfeilerleibung verschraubt, dasselbe bildet mit einer am Schütz angebrachten Z-förmigen Schiene einen keilförmigen Spalt, in den sich ein oben an der Schützwand frei aufgehängter Metallstab (Eisen mit Messingrohr überzogen) unter dem Wasserdruck fest hineinlegt, so einen einwandfreien, dichten Verschluß herstellend. Diese Einrichtung hatten in der Grundform auch schon die alten Stoneyschützen. Da aber die feste Dichtungsleiste mehr in der Pfeilernische zurücklag, so war diese Nische bei geöffnetem Wehr der Wasserströmung stärker ausgesetzt. Daher gerieten die ja nur um den halben Schützenweg gehobenen und z. T. im Wasser hängenden Rollen durch das unaufhörliche Spiel der Wirbel in ständige Schwingung und Drehung, und die Bolzen schliffen sich unter der Einwirkung des, in Chèvres z. B. sehr reichlich, mitgeführten Sandes überraschend schnell durch, so daß viele Rollen ins Wasser fielen. Diese Erscheinung ist außer in Chèvres auch in Beznau beobachtet worden und man hat sich dort durch Einführung der schnabelartig vorspringenden als Strömungs- und Eisabweiser wirkenden Dichtungsleisten geholfen, die jetzt in Tuilière von Anfang an vorgesehen wurden. Anderwärts hat man wohl auch den Pfeiler oberhalb der Nische entsprechend verdickt, um so ohne die plötzliche, aber bei großen Öffnungen unbedenkliche Querschnittverengung des Leistenvorsprungs denselben Zweck, die Herstellung toten Wassers in der Nische zu erreichen. Gleichfalls den in Chèvres und anderwärts gesammelten Erfahrungen verdankt der an der Unterwasserseite der Nische auf 6 m Höhe von unten herauf angebrachte Kiesabweiser sein Dasein, der die Totwasserbildung in der Nische unterstützt und vor allem einen unmittelbaren Schutz gegen von unten her eingewirbelten Kies oder Sand bildet (Abb. 572, 573). Eine ähnliche, vielleicht noch etwas vollkommener ausgebildete Anordnung zeigt das Albulawehr (Abb. 682, 683, S. 909): Abb. 578.

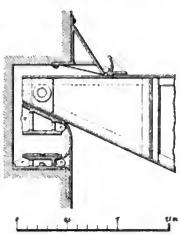


Abb. 578. Schützenführung und -Abdichtung am Albulawerk. (Eng. News 1910.)

Die Aufzugswinden der Schützen sind in Tuilière auf der 6 m breiten Plattform des eisernen Stegs offen aufgestellt (Abb. 575); die beiden für je 4 Ketten eingerichteten Winden einer Öffnung sind durch eine gemeinsame Vorlegewelle verbunden und werden durch einen feststehenden Gleichstrommotor von 6 PS angetrieben, außerdem ist noch Handantrieb mit selbsttätig eingreifender Reibungsbremse vorhanden. Die Motoren sind paarweise unter hölzernen Schutzhäuschen vereinigt, so daß der Wärter aus einer Stellung gleichzeitig zwei Schützen betätigen kann. Die Hubgeschwindigkeit beträgt bei elektrischem Antrieb 10 cm in der Minute, bei Handantrieb 3 cm; sämtliche 8 Schützen können daher im Notfall in $2^1/_2$ Stunden vollständig über das volle 15 m über der Wehrschwelle liegende größte Hochwasser gehoben werden: da die an sich sehr beträchtliche Schwellgeschwindigkeit der größten Dordogneflut zu 40 cm/Std festgestellt ist, bietet die vorhandene Einrichtung überschüssige Sicherheit.

So vorzüglich in den meisten Einzelheiten diese Wehranlage ausgebildet ist, so kann man doch auf Grund allgemeiner Überlegungen und neuerer Ausführungen die Vermutung aussprechen, daß die Gesamtanordnung insofern nicht ganz als gelungen zu bezeichnen, als die Schützenbreite zu klein, bzw. die Zahl der Öffnungen und Zwischenpfeiler zu groß gewählt sei. Allerdings wachsen ja die Schützengewichte mit den Öffnungsweiten, und zwar, wie man aus den im Brückenbau geläufigen Formeln übernehmen darf, etwa nach der (Engesserschen[1]) Formel:

$$\text{Einheitsgewicht: } g = g_0 + \gamma_1 l + \gamma_2 l^2 \text{ (in kg/qm).}$$

Die Zunahme ist aber auf keinen Fall sehr stark, weil man bei größeren Konstruktionen auch zweckmäßigere Riegelformen anwenden und das Eisen besser ausnutzen kann. Auch

[1]) Hütte III. S. 267.

Digitized by Google

die einzelnen Winden und die Dienststege werden schwerer und teurer werden. Auf Verbilligung aber wirken folgende Umstände hin: Die Zahl der Winden, Stege und Schützentafeln wird verringert, es werden also viele von der Größe unabhängige Arbeiten, z. B. die Dichtungsleisten, gewisse Nietarbeiten usw. erspart und nach einem jetzt genugsam erhärteten Gesetz die Einheitskosten der Ausführung an sich niedriger. Die Pfeilerzahl wird verringert; dabei nimmt zwar bei gleicher Beanspruchung die Pfeilerstärke und Länge zu, aber, leicht einzusehen, die Pfeilermasse kaum stärker als im geraden Verhältnis zur Lichtweite, daher bleibt das Gesamtraumausmaß des Pfeilermauerwerks annähernd dasselbe, es vermindert sich aber das Gesamtausmaß der teuren Pfeilerverkleidung, besonders auch der mit Quadern herzustellenden Nischen. Erheblich wird an Gründungskosten gespart werden, die für einen großen Pfeiler lange nicht im Verhältnis der Pfeilergrundfläche größer sind als für einen kleinen. Endlich ist nicht zu vergessen, daß ein Wehr mit wenigen größeren Öffnungen das Hochwasser an sich weniger staut, daher etwas schmäler im ganzen gehalten werden kann, abgesehen von dem sehr wichtigen praktischen Gesichtspunkt der erhöhten Sicherheit gegen Verstopfungen.

Rheinwehr bei Laufenburg. Diese Gesichtspunkte haben bemerkenswerterweise bei dem 1908 in Angriff genommenen großen Rheinstauwehr bei Laufenburg, das in den Hauptmaßen sonst viel Ähnlichkeit mit Tuilière zeigt, zur Wahl eine Öffnungsweite von 17,5 m geführt. Diese hochbedeutende Anlage (Abb. 579) hat 4 Hauptöffnungen von je 17,5 m Lichtweite bei einer Stauhöhe von 10,0 m über N. W. und einer Schwellentiefe (unter O. W.) von 15,0 m für die beiden Mittelöffnungen bzw. 12,5 m für jede Seitenöffnung. Die Schützen werden hier bemerkenswerterweise zweiteilig ausgebildet. Der obere, für alle 4 Öffnungen 7,5 m hohe Teil ist zum Senken eingerichtet, als Mittel der feineren Stauregulierung und des Eisabzugs.

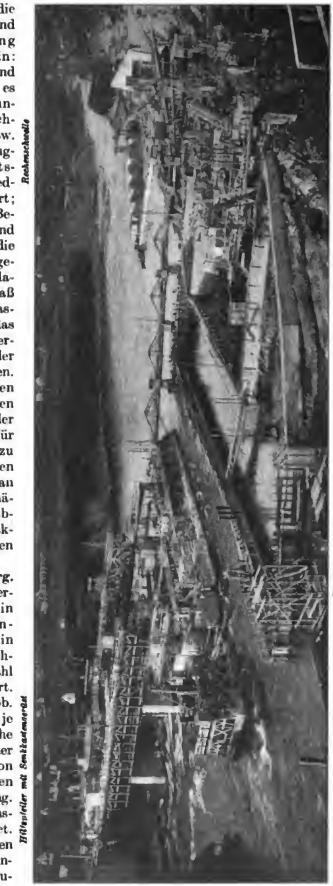


Abb. 579. Rheinwehr und Kraftwerk bei Laufenburg. Baustelle im Sommer 1911. Unterwasseransicht.

Digitized by Google

Die Mittelpfeiler des gleich „Tuilière" auf festen Kalk gegründeten Wehrs haben 4,5 m Stärke und am Fuß etwa 28 m Länge, also eine Grundfläche von etwa 126 qm (Tuilière: 50 qm). Die größte Sohlenpressung erhebt sich freilich bis auf etwa 8,5 kg/qcm — Tuilière nur 5 kg/qcm —, bleibt dabei noch reichlich innerhalb der zulässigen Grenze von etwa mindestens 10 bis 12 kg/cm bei dem gegebenen guten Kalkstein.

Das Raumausmaß eines Tuilérepfeilers beträgt von Schwelle bis Pfeiler-O.-K. rd. 1070 cbm (ohne Abzug der Rollnischen und der Aussparungen der Eisenbetonvorköpfe, aber ohne die Stege). Auf den Quadratmeter der abgesperrten Öffnung (einschl. einer Pfeilerdicke) entfallen daher $\frac{1070}{13\,(10+3)} = 6{,}3$ cbm Mauerwerk. In Lauffenburg enthält der Pfeiler nach einem neueren Entwurf über der mittleren Wagrechten zwischen den Wehrkronen der benachbarten ungleich tiefen Öffnungen etwa 2350 cbm oder auf den Quatradmeter Staufläche bezogen: $\frac{2350}{\frac{15+12{,}5}{2}\cdot(17{,}3+4{,}5)} = 7{,}9$ cbm/qm, also etwas mehr wie der Pfeiler „Tuilière", was bei dem bedeutenden Abstand der Lichtweiten nur natürlich ist.

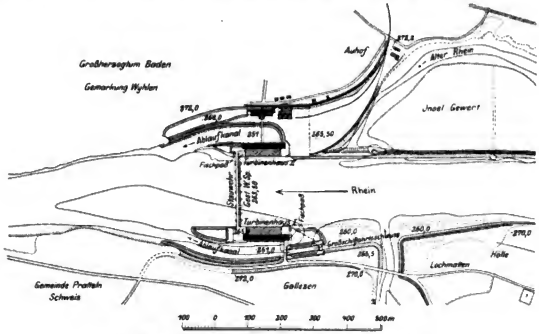


Abb. 580. Schützenwehr bei Augst-Wyhlen. Lageplan.

Im Sichtflächenausmaß ist der Laufenburger Pfeiler mit etwa 1700 qm oder 0,73 qm für den Kubikmeter Pfeilermasse zunächst scheinbar dem Tuilière-Pfeiler mit 800 qm = 0,75 qm/cbm kaum nennenswert überlegen, er würde es aber noch mehr sein, wenn die größere Pfeiler- bzw. Schützenhöhe nicht wäre. Unter gleichen Verhältnissen wäre jedenfalls hier eine größere Ersparnis, also Verminderung des Gesamteinheitspreises vom Kubikmeter Pfeilermauerwerk zu erwarten. Ein Tuilérepfeiler hat ohne Gründung 61 000 M. oder 57 M. für den Kubikmeter Pfeilermasse und 360 M. für den Quadratmeter Staufläche gekostet, dazu eine Schütze (mit Rollen und Gegengewichtskästen 180, ohne solche schätzungsweise: 150 t schwer): 105 000 M. die Aufzugswinden weitere 5700 M., der Windensteg einer Öffnung etwa 19 500 M., zusammen: Eisenkonstruktion einer Öffnung rd. 130 000 M. = 772 M. für den Quadratmeter der Staufläche (Pfeilerbreite eingerechnet).

In einem älteren Entwurf war das Gewicht der großen, damals mit 20 m Lichtweite geplanten, Laufenburger Mittelschütze zu rd. 370 t berechnet. In bezug auf den Quadratmeter der Staufläche (Pfeilerbreite eingerechnet) erhält man nach diesen Zahlen für Tuilière und Laufenburg zufällig genau dasselbe Schützengewicht: 890 kg/qm. Also ist auf keinen Fall eine Verteuerung der Eisenkonstruktion zu Lasten der größern Öffnungsweiten nachzuweisen.

Berücksichtigt man jetzt noch die rein praktischen Gesichtspunkte der leichteren Hochwasserabführung, worauf bei Laufenburg von der Landesaufsichtsbehörde großer Wert gelegt wurde, und gar den Einfluß der Gründungskosten, so findet man genug unmittelbare technische und wirtschaftliche Vorzüge auf seiten der Laufenburger Anlage.

Allerdings waren auch hier die Vergleichsgrundlagen wieder nicht ganz gleichwertig. Während man bei Tuilière, wo bei Niederwasser die Wasserführung sehr gering ist (etwa 30 bis 40 cbm/sek) mit Fangedämmen auskam, allerdings nicht ohne einen beträchtlichen Hochwasserschaden (vgl. Ann. des P. et Ch. III. 1910, S. 190), hat man in Laufenburg mit großen Wassertiefen und regelmäßig starken Anschwellungen rechnen müssen und sich deshalb von vornherein nach dem Vorschlag von Professor Zschokke-Aarau zur Anwendung der Druckluftgründung entschlossen. (Dieselbe wurde, nebenbei

Digitized by Google

bemerkt, in neuer Weise derartig angeordnet, daß zuerst neben jedem Pfeiler paarweise je zwei Hilfspfeilerchen pneumatisch niedergebracht wurden, die die Hauptarbeitskammer des Pfeilers dann, mit Hilfe einer eisernen Dienstbrücke, sicherer als ein dem Hochwasser ausgesetzter gerammter Steg tragen mußten (Abb. 579). Die hohen Kosten dieses, erhöhte Sicherheit bietenden, Verfahrens mußte man, wie gesagt, dazu anregen, die Pfeilerzahl einzuschränken.

Rheinwehr bei Augst. Die leitenden Grundsätze: Wahl großer Öffnungsweiten zur Erzielung massiger Konstruktionen und Zusammenfassung der Kräftewirkung in möglichst wenige, kräftig ausgebildete Pfeiler, die den Laufenburger Wehrbau zu einem technisch und wirtschaftlich gleich vollkommenen stempeln, waren auch für den Entwurf der annähernd gleichzeitig in Angriff genommenen Stauanlage bei Augst-Wyhlen maßgebend.

Diese gleichfalls der Kraftgewinnung dienende Stauanlage[1]) (Abb. 580 bis 583), von der Stadt Basel und den Kraftübertragungswerken Rheinfelden gemeinschaftlich erbaut, staut den hier gegenüber Laufenburg viel breiteren, seichteren Rheinstrom um 8,4 m über N. W. Die Schützen, 10 an der Zahl, haben 18,7 m Stützweite, 17,5 m Lichtbreite bei 9 m Nutzhöhe und wiegen je etwa 95 t (der Überbau einer Öffnung mit Laufschienen, Winden, Ketten und Dichtungsleisten weitere 134 t)[2]). Je die zwei äußersten Schützen haben eine 2,5 m hohe Eisfalle, hier als Klappe ausgebildet, die sich aber nur über mittlere 12 m der Schützenbreite erstreckt, so daß die Aufzugsketten gedeckt wie bei den andern Tafeln hinter der überstehenden Schützenwand liegen und auch bei Überstau nicht von der Strömung berührt werden. (Dieser Zweck ist wohl anderwärts, wo größere Überfallhöhen in Frage kommen, z. B. in Rheinfelden, in der Weise erreicht worden, daß man auf das Schütz eine die Ketten umgebende im Grundriß fischbauchförmig gebildete Blechhose aufsetzte.)

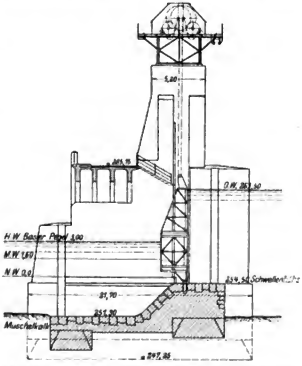


Abb. 581. Stauwehr Augst-Wyhlen. Längenschnitt. Maßstab 1:400.

Die Pfeiler dieser bedeutenden Wehranlage haben 4,2 m Stärke und 21 m Höhe über N. W. Außer dem eisernen Bedienungssteg ist in halber Höhe über sie eine 7 m breite Eisenbetonbrücke mit normalspurigem Eisenbahngleis gespannt. Die Nischen und die Grundschwelle sind mit Granitquadern, die einzeln in dem Mauer- bzw. Betonkörper verankert sind, gegen Geschiebegang und Eis geschützt. Die Linie, in der sich die Schütze mit einem an ihrem unteren Rande befestigten Eichenbalken auf die Schwelle aufsetzt, ist außerdem mit einer 60 mm starken Gußstahlleiste bewehrt (weitere Einzelheiten später, vgl. Sachverzeichnis). Als Seitendichtung ist ein eichenes Kantholz angeordnet (Abb. 584), für die Dammbalken ist ein elastisches, einseitig offenes Blechrohr mit Teerstrickumhüllung vorgesehen.

Aufgezogen werden die gewaltigen Schützen an je vier Gallschen Ketten (die Eisklappen mit Drahtseilen). Auf Gegengewichte hat man hier verzichtet, einesteils um die Tragkonstruktion zu entlasten, andererseits um dem Auftreten von Stößen bei der Bewegung der Schützen, wie man es anderwärts schon beim Vorhandensein von Gegengewichten in sehr unangenehmer Weise bemerkt hat, vorzubeugen. Neben elektrischem Betrieb ist noch zur Notaushilfe Antrieb mit Gangspills für je 8 Mann vorgesehen. Damit kann die 95 t

[1]) Nach Beiträge XII und Denkschrift der Stadt Basel.
[2]) Mitteilung der K.-U.-W. Rheinfelden.

Digitized by Google

Abb. 582. Stauwehr und Kraftwerk Augst-Wyhlen. Baustelle im Sommer 1911. Oberwasserblick.

schwere Schütze in einer Stunde um 55 cm, bei einer Marschgeschwindigkeit von 66 cm/sek, gehoben werden.

Statisch bestimmte Stoneyschützen. Ganz neuartig und sehr beachtenswert ist an dem Augster Wehr die Durchbildung der Schütztafel und ihrer Führung. Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß die, auch noch in Tuilière, Laufenburg usw., gewählte Zusammensetzung der Schützentafel aus zahlreichen Riegeln die bekannten Mängel der statisch unbestimmten Bauweise (Unsicherheit in der Beurteilung der Beanspruchung, daher schlechte Baustoffausnutzung und trotzdem die Möglichkeit der Überanstrengung einzelner Teile) zeigt. Dem abzuhelfen hat Ingenieur Bühler für Augst-Wyhlen eine Schützform entworfen, die der früher schon von Landsberg[1]) in bezug auf Schleusentore entwickelten Ständertafelform entspricht. Einer bemerkenswerten Veröffentlichung des Erfinders in der Schw. Bztg. (Bd. 53, S. 60ff.) sei über die beim Entwurf statisch bestimmter Stoneyschützen zu beachtenden Grundsätze folgendes entnommen:

Die älteren Schützenanordnungen mit zahlreichen Riegeln ergeben schwer zugängliche, daher schlecht und wegen der großen dem Rosten ausgesetzten Oberfläche teuer zu unterhaltende Konstruktionen, die Laufbahnen und Rollen werden leicht infolge unbestimmter Lastverteilung überanstrengt und die an sich wünschenswerte Verwendung durchweg gleicher Riegel ist bei größeren Schützhöhen praktisch nicht durchzuführen. Diese Übelstände werden vermieden, wenn die Schütztafel aus nur zwei oder drei Hauptriegeln mit Ständer-Zwischengefach gebildet wird (vergl. Abb. 585); die Verteilung

[1]) L. die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen. Hdb. d. Ingw.

Digitized by Google

der Riegeldrücke läßt sich dabei eindeutig und genau feststellen und die Schütztafel bekommt, wegen der bedeutenden Abmessungen der wenigen Hauptriegel, ein viel massigeres Aussehen. Gleichzeitig gibt die bessere Ausnutzung des statisch bestimmt verteilten Baustoffs bedeutende Gewichtsersparnis, also auch leichtere Windenaufzüge und kleineren Kraftbedarf. Schließlich ist es möglich, die Rollensätze erst 1 bis 1,5 m oberhalb der Schwelle beginnen zu lassen, womit ein gewisser natürlicher Schutz gegen Versandung und Abnutzung gewonnen wird.

Abb. 583. Stauwehr Augst-Wyhlen (Sommer 1911). Unterwasseransicht der Schützen. Links Schütze mit Eisklappe, rechts ohne.

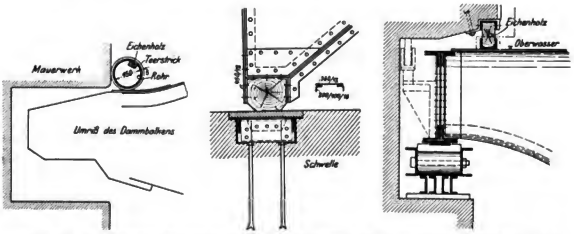


Abb. 584. Einzelheiten der Abdichtung der Wehrschützen und -Dammbalken. Maßstab 1:50.

Der Schützrand liegt bei dieser Bauweise mit Kugelgelenk (wegen der Durchbiegungen) auf der „festen" Laufbahn [1]); und je nach der Größe dieses lagerstuhlartig sehr steif und genau herzustellenden Zwischengliedes werden mehr oder weniger von den hier gleich weit abstehenden Walzen belastet. Der beim Austauchen der Schütze auftretenden Neigung zum Kippen wird durch eine am oberen Schützrand in beliebiger Höhe anzubringende feste Rolle mit eigener, oberwasserseitiger, Laufbahn begegnet.

[1]) Dies ist übrigens ein dem Ing. Heyn-Stettin schon 1886 unter Nr. 37582 patentierter Gedanke.

Digitized by Google

Der Erfolg der Anwendung dieser vortrefflichen Gedanken auf die Wyhlener Stauanlage war die Erzielung des sehr niedrigen Schützengewichtes von etwa $\frac{95\,000}{9 \cdot 17{,}5} = 590$ kg/qm, gegenüber beispielsweise etwa $\frac{150\,000}{10 \cdot 13} = 1150$ kg/qm bei Tuilière oder $\frac{370\,000}{20 \cdot 17} = 1080$ kg/qm bei Laufenburg (alter Entwurf).

Eine gleichfalls die statische Wirkung der Schützen betreffende Änderung hat Ingenieur Eggenschwyler-Schaffhausen (in Schw. Bztg. Nr. 5, Bd. 56) vorgeschlagen: er will die Rollbahnen im Grundriß schräg zur Pfeilerachse, statt wie bisher senkrecht dazu anordnen, derart, daß der Auflagedruck durch den Mittelpunkt des Pfeilergrundrisses geht. Die bei flachen Nischen und überhaupt bei sehr großen Schützen vorhandene Gefahr der Rißbildung an den kaum stark genug zu verankernden Bahnquadern würde dadurch wirksam beseitigt. Über Ausführungen nach diesem Vorschlag, der volle Beachtung verdient, ist noch nichts bekannt geworden.

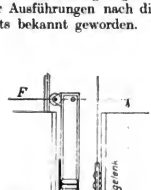


Abb. 585. Wehrschützen nach Bühler. (Schw. Bauz.)

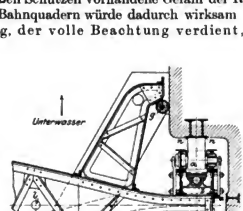


Abb. 586. Schützendichtung, Vorschlag von Heyn, mit „Schützenführung im Oberwasser".

Eine andere, von Ingenieur Heyn-Stettin 1905[1]) vorgeschlagene Abänderung bezieht sich auf die Anordnung der Dichtung selbst: Heyn will dieselbe in der durch Abb. 586 veranschaulichten Weise an die Unterwasserseite der Schütze verlegen, um dadurch die Rollen und Laufbahnen ins Oberwasser zu bekommen. Dadurch würden dieselben vollkommen gegen jedes Spritzwasser und damit verbundene Eisbildung und Abnutzung geschützt. Ein in sehr kalten Gegenden vielleicht denkbares Ausfrieren der abwärts der Schütze hinter dem Dichtungsgehäuse der Abkühlung ausgesetzten Wasserräume könnte schlimmsten Falls durch gelegentliches Lüften der Schützen, Ziehen eines im Schütz anzubringenden Hilfsschiebers oder dgl. verhütet werden. Der zweifellos wertvolle Gedanke scheint bisher unbeachtet geblieben zu sein, wenigstens sind Anwendungen bisher nicht bekannt geworden. In Laufenburg hat man neuerdings, um das Eintauchen der unteren Walzen bei gelüfteter Schütze zu vermeiden, wieder auf am Schütz feststehende Rollen zurückgegriffen. Bei den großen Abmessungen der dortigen Anlage war es dabei möglich Walzenlager zu verwenden. Es wurde auch schon vorgeschlagen, die Stoneysche Walzenschere als „Gallsche Kette" auszubilden, so daß ihr unteres am Schützrand befestigtes Ende mit angehoben würde: Ausführungen sind hiervon noch nicht bekannt geworden.

Schwimmschützenwehr Lengers. Eine wegen der Anordnung des Antriebs bemerkenswerte Ausführung zeigt das Schützenwehr der Gewerkschaft Wintershall bei Lengers a. d. Werra. Dieses, zwei gleiche Öffnungen von 15/3,6 m Lichtweite enthaltende Stauwerk ist durch auf festen Rollen laufende Fachwerkschützen verschlossen (Abb. 587), die, mit beiderseitiger Blechbekleidung versehen, bei steigendem Unterwasser selbsttätig aufschwimmen, wenn der Wärter vergißt, sie zu ziehen. In Verbindung damit ist der Antrieb (elektrisch und von Hand) auf dem Mittelpfeiler zusammengelegt und durch eine eigenartige Drahtseilführung das Auskommen mit einem einzigen Gegengewicht ermöglicht. Um das Ecken der langen Schützentafeln unschädlich zu machen, sind seitliche Rollen angebracht. Beachtenswert ist noch die äußert sparsame Ausbildung des Dienststegs, der

[1]) Wasser und Wegebau 1. VII. 1905.
[2]) Älterer Entwurf, nicht Ausführung.

Digitized by Google

bei dieser Aufzugsanordnung ohnedies im gewöhnlichen Betrieb nur geringe Belastung erhält. Für Stauwerke mit mittleren Abmessungen bietet die Bauweise, die zwar etwas höheres Eisengewicht ergibt, übrigens sich im Betrieb gut bewährt haben soll[1]), gewisse Vorteile (vgl. S. 874, Ziff. 9).

Mehrteilige Stoneyschützen. Wenn auch die Einheitlichkeit und Massigkeit des Schützkörpers recht eigentlich im Wesen des Stoneyschützes liegt, so kann es doch Fälle geben, wo es erwünscht ist, eine Unterteilung im wagrechten oder senkrechten Sinne vorzunehmen, ohne deshalb gleich zu den kleinen Abmessungen der Griesständerwehre übergehen zu müssen.

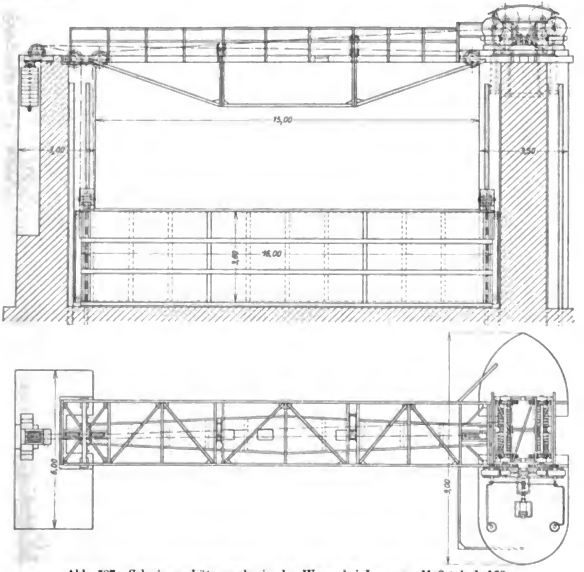


Abb. 587. Schwimmschützenwehr in der Werra bei Lengers. Maßstab 1:160. („Glückauf" 1906).

Ein solcher Fall lag z. B. vor bei der in Abb. 588 bis 591 in Übersichtszeichnungen, in Abb. 592 bis 593 mit Einzelheiten dargestellten Wehranlage in der Simme bei Kandersteg (Schweiz), wo zu Zwecken der Kiesspülung bzw. -abhaltung eine 11,63 m hohe Staumauer mit eingelassenen Freischußöffnungen eingebaut wurde. Die mittlere, 6,33 m unter Stauziel abgesetzte und 7 m im Lichten weite Öffnung ist durch eine Stoneywand abgeschlossen. Um an Höhe des eisernen Aufzugsgerüstes und an Aufzugskraft bzw. -motoren zu sparen, hat man den Abschluß durch einen wagrechten Schnitt in zwei äußerlich gleiche

[1]) Mitteilung der Gewerkschaft Wintershall.

Digitized by Google

Abb. 588 und 589. Wasserfassung des Kanderwerkes in der Simme bei Spiez. Querschnitt und Grundriß.
(Abb. 588 bis 591, 595 und 596 aus Schweiz. Bauztg. Bd. 62.)

Digitized by Google

Tafeln von je 3,5 m Höhe aufgeteilt. Die untere 11,5 t wiegende Schütze (Abb. 592 u. 589) liegt auch im Sinne des Flußlaufs „unten", die obere 10 t schwere, in Abb. 592 in Seitenansicht gezeigte, demgemäß flußaufwärts. Die Hubhöhe der unteren Schütze beträgt 7,5, die der oberen 4,5 m. Der Aufzug erfolgt hier mit Gallschen Ketten, entweder durch Motor oder von Hand, wofür bei der gewählten Anordnung ein Mann ausreicht, ein bei der Abgelegenheit der Wehrstelle (es ist nur eine Ablöserbude dabei) sehr wichtiger Punkt. Die eigenartige Anordnung des zur Ersparnis von Mauerwerk aufgesetzten eisernen Windengerüstes: zwei 5,6 m abstehende auf einen 9,2 m weit spannenden Fußträger gestellte Ständer auf Querträgern die Winden in zentrischer Belastung stützend, ist der Sparsamkeit und größeren Standfestigkeit gegen Winddruck wegen gewählt worden. Die oben als Querrahmen ausgekreuzten Ständerpaare sind im unteren Gefach (Abb. 590) nur mit großen Knotenblechen versteift, um den hochgehenden Schützen bei kleinster Bauhöhe Platz zu lassen.

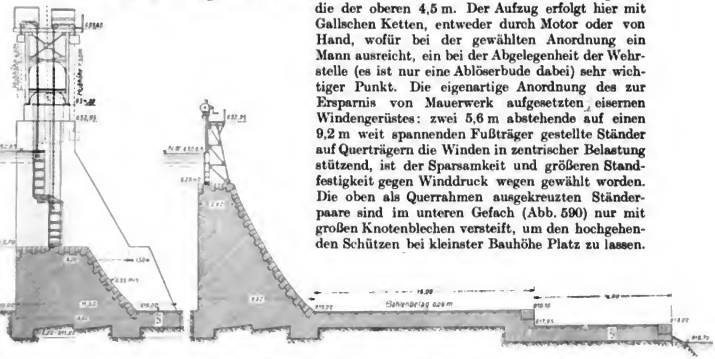


Abb. 590. Simmewehr, Längsschnitte. Maßstab 1:300.

Die obere dem Auftrieb ausgesetzte Schütze ist mit 3 t Betonballast beschwert, und legt sich mit einem angeschnittenen keiligen Dichtungsbalken auf den ebenso ausgerüsteten oberen Rand der unteren Tafel (Abb. 592). Die Anordnung einer abgestuften Nische zur

Spülstollenauslauf.

Abb. 591. Simmefassung. Unterwasseransicht.

seitlichen Auflagerung und die Abdichtung mit Hängestab ist aus Abb. 592 gut zu ersehen. Die Aufgabe, die Dichtung von der Stabanlagefläche der untern Schütze nach der Berührungsfläche der beiden wagrechten Kanthölzer überzuleiten, wurde in der durch Abb. 593

Digitized by Google

veranschaulichten Weise gelöst: der beweglich zu haltende untere Dichtungsstab durchdringt, mit Gummimanschetten gedichtet, den wagrechten Dichtungsbalken mit reichlichem Spielraum und wird bei Herablassen der Schütze, um nicht auf den oberen Rand der festen

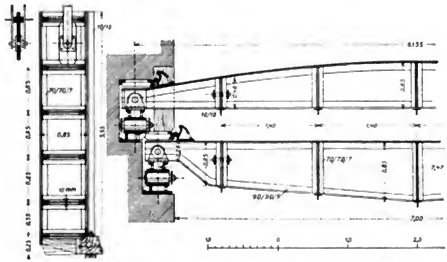


Abb. 592. Simmewehr. Schützenanordnung der Hauptöffnung.

Dichtungsleiste aufzustoßen, durch ein dünnes vom Windenbock herabgeführtes Drahtseil abgezogen, das an der Sohle die bewegliche Dichtungsleiste über eine Rollenführung weg durchdringt.

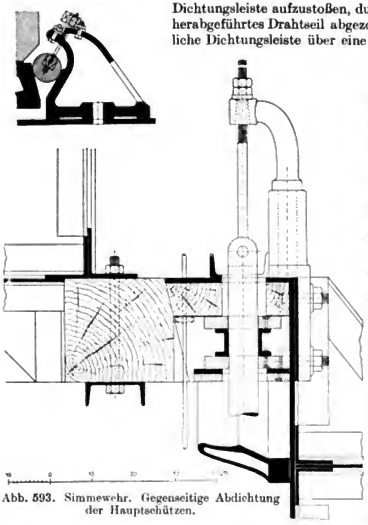


Abb. 593. Simmewehr. Gegenseitige Abdichtung der Hauptschützen.

Limmatwehr bei Baden (Schweiz). In einem andern Falle ist man auch schon zur senkrechten Unterteilung von Stoneyschützen, genauer: zur Verwendung eiserner Zwischenböcke an Stelle massiver Pfeiler geschritten. Abb. 594 zeigt links eine Wehröffnung, rechts den Kanaleinlauf des Niederdruckes an der Limmat in der Aue bei Baden (Schweiz). Der 18 m breite und 2,4 m tief eingestaute Kanaleinlauf ist mit einem Hochwasserabschluß versehen, der zur Gewichtsverminderung aus zwei großen Schützen mit eisernem Zwischenbock zusammengestellt wurde. Die Schützen haben aber nicht Walzen, sondern, dem geringen Überdruck und der verfügbaren Konstruktionsbreite entsprechend, am Schützrand festsitzende Laufrollen erhalten. Die Anordnung ließe sich für kleinere Flüsse wohl auch an geeigneten Stellen in der Talwegsöffnung verwenden, wenn man nur die Pfeiler-

Digitized by Google

gefache mit Eisenbetonfüllung ausgleichen würde, um sie gegen antreibende sperrige Hölzer besser zu schützen.

Die eigentlichen Wehröffnungen liegen bei dem Werk in der Aue, mit 14 m' Lichtweite und 3,2 m Stautiefe zwischen sehr sparsam ausgebildeten (2,6 m starken, am Fuß 10,0 m

Abb. 594. Stoney-Schützen mit Zwischenständer am Werk Aue a. Limmat.

langen) Steinpfeilern (Abb. 595) und sind durch Stoneyschützen der üblichen Ausführung verschlossen. Entsprechend dem geringern Schützengewicht sind Gegengewichte hier nicht angebracht, aber auch die Aufzugsketten durch Zahnstangen ersetzt, um die Schützen auch

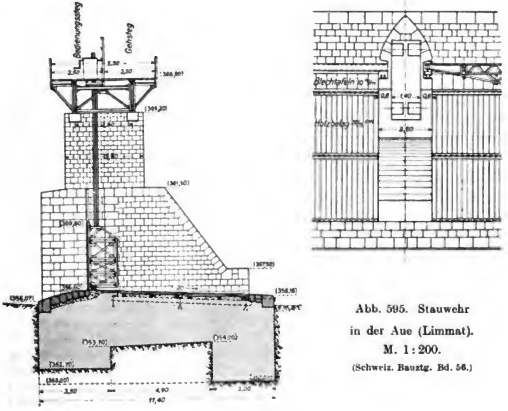


Abb. 595. Stauwehr in der Aue (Limmat). M. 1:200. (Schweiz. Bauztg. Bd. 56.)

Digitized by Google

zwangsläufig unten zum dichten Schluß auf der Schwelle bringen zu können. Der Antrieb erfolgt durch fahrbaren Motor, der an die einzelnen Winden angekuppelt und durch Steckkontakt an die Stromzuleitung angeschlossen wird (Abb. 596).

Gleitschützenwehr Peggau. In einem andern Falle sind sogar reine Gleitschützen bei ähnlichen Öffnungsweiten, aber entsprechend geringerer Stauhöhe neuerdings mit gutem Erfolg verwendet worden: bei dem im Jahre 1908/1909 erbauten Murwehr des Peggau-

Abb. 596. Limmatwehr in der Aue. Blick auf die Dienstbrücke.

werkes, etwa 10 km oberhalb Graz. Dieses Stauwerk (Abb. 597 bis 599) hat 5 Öffnungen, davon die zweite, vierte und fünfte von links etwa 12,5 m Lichtweite haben, während die erste und dritte etwa 15 m messen. Die beiden Öffnungen rechts dienen als Floßgasse (4) bzw. spätere Floß- und Kahnschleuse (5). Der Stau beträgt etwa 2,5 m über M. N. W., und da die Wehrschwelle in der ersten und dritten Öffnung höher liegt als in der vierten und fünften und hier wieder höher als in der zweiten, so ergeben sich Schützenhöhen von

Abb. 597. Murwehr bei Peggau. Unterwasseransicht.

etwa 1,0, 2,00, 3,00 m. Bemerkenswert ist hieran vor allem die geringe Höhe der Schützen 1 und 3, die einem Verhältnis zur Länge wie 1:15 entspricht. Trotzdem werden sie, entgegen einem manchmal gehegten Vorurteil, anstandslos ohne jedes Ecken durch die gekuppelten Winden mit Zahnstangen (wie in Aue) bewegt. Für diesen Antrieb sind hier feststehende Drehstrommotoren, für jede Schütze einer, vorgesehen (Abb. 599). Der Wehrsteg konnte bei dieser Anordnung in seiner Breite aufs äußerste eingeschränkt werden. Die Abbildungen zeigen, wie er unter ausgiebiger Verwendung von Eisenbeton gleichzeitig wirtschaftlich, weil dauerhaft, und äußerlich gefällig durchgebildet wurde. So mag schon der Mehraufwand gegenüber der Anordnung eines einzigen fahrbaren Motors

Digitized by Google

wie in Aue klein genug ausgefallen sein. Außerdem aber liegen bei Peggau Betriebsverhältnisse vor, die es unbedingt erwünscht erscheinen lassen, feste Einzelmotore zu haben: Die Wasserwerke an der Mur wie an den übrigen sehr gefällreichen Flüssen Steiermarks leiden in den regelmäßig sehr kalten Wintern außerordentlich unter Frost und Grundeisbildung

Fischpaß-Einlauf.

Abb. 598. Peggauwehr. Oberwasseransicht der l. Landöffnung.

(in Österreich als schwammiges Grundeis: „Topfen" genannt). Der neben dem Wehr wohnende Wärter muß daher an kalten Tagen allstündlich die Schützen der Reihe nach etwas lüften, um durch die entstehende Wasserbewegung den Gefriervorgang zu unterbrechen (in der Nacht geht ohnedies — Überlandzentrale — mehr Wasser über das Wehr); dieses Geschäft würde der Wärter zweifellos saumseliger und seltener verrichten, wenn er jedesmal erst mühselig den Motor von Schütze zu Schütze führen und ankuppeln müßte, während er es mit den feststehenden Motoren spielend verrichtet. (Auf Abb. 599 ist der Mann am Wehrende gerade bei dieser Beschäftigung zu erblicken.)

Unterhaupt der Flößschleuse. Oberkanal.

Abb. 599. Peggauwehr. Blick auf die Dienstbrücke.

Wisconsinwehr bei Kilbourne (Wisc.). Zum Schluß soll noch ein Schützenwehr ganz eigener Art vorgeführt werden, das dem Peggauwehr und dem früher beschriebenen Rheinfeldener (S. 202) insofern ähnelt, als das Verhältnis zwischen beweglicher und fester Stauhöhe ein sehr kleines ist, so daß man unsicher wird, ob man von einem beweglichen Wehre mit Grundschwelle oder einem festen Damm mit Niederwasseraufsätzen reden soll. Von den beiden erwähnten Wehren unterscheidet sich aber dieses in Amerika, am Wisconsin-Fluß bei Kilbourne, im Jahre 1908/09 ausgeführte Stauwerk durch die engere Stellung der sehr schlanken Betonpfeiler (Abb. 600, 601, 602, 603). Das mit einem Steinkistenunterbau auf Sandstein gegründete und für Abführung einer Höchst-

Digitized by Google

wassermenge von 2800 cbm/sek berechnete Stauwehr hat eine Gesamtlänge von 108 m und ist in 12 gleiche je 7,8 m weite Öffnungen eingeteilt mit einer Gesamtlichtweite von 94 m. Die feste Wehrkrone liegt 3,3 m über dem Unterwasser und 1,8 m unter dem durch Schützen gestauten Oberwasser (Stauhöhe: 5,1 m). Über die nur 1,2 m starken Pfeiler spannt sich 7,25 m über Wehrkrone ein 3,6 m breiter Eisenbetondienststeg, gleichzeitig als Versteifung der Pfeiler dienend, die sehr starkem Eisgang Stand zu halten haben und daher an der oberen Stirn vom Fuß bis über das höchste Hochwasser mit

Abb. 600. Wisconsinwehr bei Kilbourne. Unterwasseransicht. Vorne hölzerner Kistenleitdamm.
(Abb. 600 und 601 Aufn. der Wisc. Power Co.)

Stahlblech belegt sind. (Aus dem gleichen Grunde ist die Schwelle am oberen Rand mit zwei abgeschrägten und mit Stahl beschlagenen Schutzbalken verkleidet, die den Eisschollen den Übergang über die Dammkante erleichtern sollen; die Dammkrone selbst ist abwärts mit alten Eisenbahnschienen belegt.)

Die Schützen, 7,8 m im Lichten breit und 2,85 m im ganzen hoch, sind eigenartigerweise hier zum Versenken eingerichtet (ähnlich wie die Einlaßschleuse zum Floßländekanal in München-Süd, Abb. 285). Die durch örtliche Verhältnisse zugelassene Höhe der

Abb. 601. Wisconsinwerk. Oberwasseransicht des Stauwehrs, im Vordergrund Einlaßbauwerk.

festen Schwelle mußte allerdings dazu verlocken, durch Anwendung von Senkschützen die Bauhöhe der Pfeiler aufs äußerste zu beschränken. Noch wichtiger war aber der Gesichtspunkt, die Wasserregulierung über die Schützenoberkante hinweg vornehmen und namentlich das Platteneis leicht und ohne großen Wasserverlust abführen zu können. Die Versenknischen werden, wie in München-Süd, durch 30 bis 40 cm weite unter die Pfeiler verlegte Spülkanäle mit eingebauten Flachschiebern vom Sand reingehalten, der vom Fluß zeit-

Digitized by Google

weilig in großen Mengen geführt wird. Die Einrichtung hat sich [1]) (wie auch in München [2]) gut bewährt.

Die Schütztafel, aus Walzeisen I-Querschnitts zusammengesetzt und mit Stahlblech mit versenkter Vernietung bekleidet, läuft auf Gleitschienen und bedarf bei dem geringen

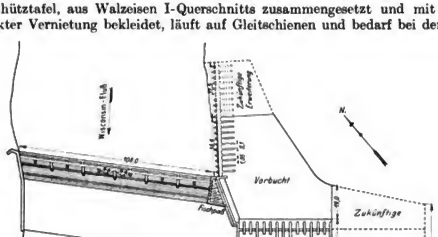


Abb. 602. Wisconsinwerk. Grundriß.
(Abb. 602 und 603 aus Eng. Rec. 1909.)

Überdruck keiner besonderen Abdichtung. Sie wird durch steife Zahnstangen von den auf dem Diensteg aufgestellten Winden bewegt, die ihrerseits von Hand, gewöhnlich aber durch Ankuppelung einer 89 m lang durchgehenden Hauptwelle mechanisch betätigt werden. Diese Welle wird von einem auf der Krafthausseite in einer Bude aufgestellten 15-PS-Motor getrieben. Um die einzelnen Schützengruben zugänglich

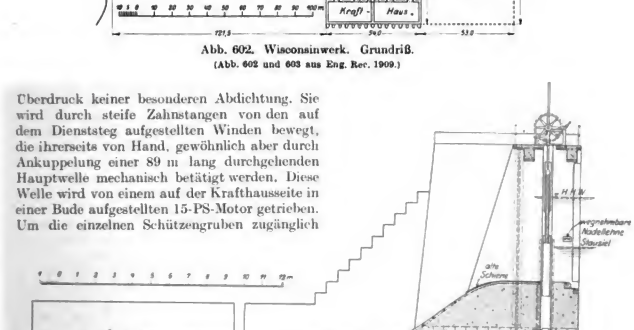


Abb. 603. Wisconsinwehr. Längenschnitt.

zu machen, ist ein einfacher Nadelverschluß, eine bekannte Anordnung, mit wegnehmbarer oberer Lehne (Abb. 603) angeordnet.

Das Eigenartige der Anlage, die versenkbare Schützenanordnung, hat bei den gegebenen

[1]) Mitteilung der Southern Wisconsin-Co. und Eng. Rec. 4. IX. 1909, S. 257.
[2]) Nach Mitteilung der Direktion der städt. Elektr.-Werke München.

Digitized by Google

Verhältnissen gewisse bereits geschilderte Vorzüge. Die enge Pfeilerstellung ist wirtschaftlich unter eben diesen Verhältnissen sicher vorteilhaft, weil die Pfeiler auf die durchgeführte hohe tragfähige Schwelle ohne Gründungsmehrkosten, zudem bei vorbildlich sparsamer Bauweise, aufgesetzt werden konnten. Die überaus schlanken, vielleicht in ähnlichem Falle besser noch durch unmittelbare Eiseneinlagen zu verstärkenden Pfeiler stellen eine interessante Lösung der Aufgabe dar, auch mit kleineren Schützbreiten ein für Eis und Hochwasser gut durchlässiges Bauwerk zu schaffen. Unter den in Mitteleuropa gewöhnlich, aus guten Gründen, etwas höher gespannten Anforderungen an Sicherheit würde man allerdings doch gerne zur Vorsorge noch eine besondere große Öffnung, vielleicht in festes Überfallwehr angliedern, auch im übrigen Teil lieber die Öffnungsweite noch etwas reichlicher wählen. Eine solche Anordnung wäre durch die Schützen und Aufzugskonstruktion keineswegs ausgeschlossen.

B. Klappen- und Segmentwehre.

(Wehrverschlüsse mit reiner Drehbewegung.)

Stauwände, die bei der Niederlegung eine reine Drehbewegung ausführen, sind in außerordentlich zahlreichen Formen entworfen und ausgeführt worden. Dabei liegt die Drehachse entweder in der Ebene der Stauwand selbst (Klappen nach Abb. 604, 607a), oder vor bzw. hinter ihr, die dann durch Streben abgestützt ist (Segmentwehre, Abb. 612, 613).

Die ebenen Stauklappen werden bei einigermaßen nennenswerten Ausführungen immer mit am Flußboden befestigter Welle (nicht als Hängeklappen, die schlecht schließen) und entweder als einheitliche Wand oder aufgelöst, in einzelnen Tafeln, angeordnet. Die Bewegung beim Niederlegen kann entweder gegen den Stau (Abb. 604), oder, meist vorteilhafter, mit dem Strom (Abb. 607a) erfolgen. Zur Absteifung werden die Ständer entweder als zweiarmige Hebel ausgebildet (Abb. 604) oder als einfache Träger, entweder allein am Fuß mit einer durchgehenden Welle oder noch in einem mittleren Punkt durch Streben oder Zugstangen, Ketten usw. gehalten.

1. Klappen.

Mohrsches Trommelwehr an der Küddow. Eine zweiarmige Stauklappe besitzt z. B. das in der Entwicklung zu geschichtlicher Bedeutung gelangte Mohrsche Trommelwehr [1]) an der Küddow bei Tarnowke, einige 20 km unterhalb Lottin (Abb. 604).

Die Klappe hat 5,2 m Lichtweite und sperrt den 1,8 m tiefen Floßgasseneinlauf des im Jahre 1880 umgebauten Kühnemannschen Mühlwehrs zwischen zwei je 1,5 m starken Betonpfeilern ab. Die Konstruktion bedeutete seinerzeit gegenüber den Vorgängern, dem Desfontainschen Trommelwehr bei Noiseuil s. M. (nur 1 m hoch und in Stücke von 1,5 m Breite untergeteilt) und dem Schweinfurter Floßdurchlaß (S. 267) von Nagel und Kämp [2]) mit zwar 1,85/9,64 m Klappenausmaß, aber sehr langsamer Bewegung einen wesentlichen Fortschritt und ist mit unbedeutenden Verbesserungen mit großem Erfolg bei den Bauten der Mainkanalisierung weiterverwendet worden.

Die Bewegung der Stauklappe erfolgt bei dem Mohrschen Wehr durch den Druck des Oberwassers, das durch Umstellen von vier paarweise gekuppelten Drosselklappen α, δ und β, γ durch im Pfeiler ausgesparte Umläufen bald vor, bald hinter den Gegenarm bzw. ins Freie geleitet wird. Es steht zu diesem Zweck (Abb. 604) der Raum oberhalb der Gegenklappe durch den Kanal a mit dem Oberwasser und durch den Seitenkanal d mit dem Unterwasser in Verbindung, der Raum unterhalb der Klappe aber mit dem Oberwasser durch den Kanal c (quer durch den Pfeiler hindurch) und mit dem Unterwasser durch b. Zur Entfernung des in der Druckkammer sich absetzenden Sandes und Schlammes ist in dem zweiten Pfeiler ein 25 m weites gußeisernes Rohr mit Drosselverschluß nach dem Unterwasser geführt, so daß man die Kammer der ganzen Länge nach unter dem gegebenen

[1]) Die Wehranlage a. d. Küddow bei Tarnowke von Eugen Mohr, Kgl. Wasserbauinspektor. Berlin 1882.

[2]) D. Bztg. 1878, S. 261.

Digitized by Google

Wasserdruck von 3,25 m durchspülen kann. Die Konstruktion, die seither zur Zufriedenheit gearbeitet hat und das Umlegen der Stauwand in 30, das Aufstellen in 90 Sekunden erlaubt, ist bei den Ausführungen am Main durch Vereinfachung der Wasserzuleitung, Ersatz der umständlichen und teureren einzelnen Drosselklappen durch einen Vierwegehahn [1]) verbessert worden.

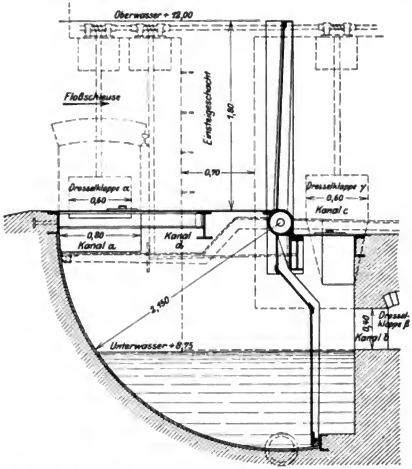


Abb. 604. Klappenwehr in der Küddow bei Tarnowke (Mohrsches „Trommelwehr"). Maßstab 1:40.

Die Trommelwehre, die sich wegen der Raschheit der Bewegung als Floßschleusenverschlüsse hervorragend bewähren, könnten an geeigneter Stelle (hohe Wehrrücken, sonst zu kostspielige Gründung) recht wohl auch einmal als eigentliche Wehrverschluß eingebaut werden, wo sie große Öffnungsweiten zu erreichen gestatten. Sie eignen sich aber nur für kleine Verschlußhöhen und nutzen an sich den Baustoff wegen der zweifach angeordneten einarmigen Hebelständer nicht genügend aus.

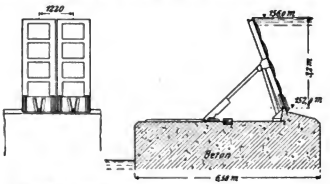


Abb. 605. Chanoine-Klappenwehr im Big Sandyfluß. M. 1:150. (Z. Ver. deutsch. Ing. 1908.)

Gestützte Klappen. Gestützte Klappen mit Unterteilung der Öffnungsweite sind die Chanoineschen (Abb. 605), die, gleich den Nadelwehren in Frankreich für Flußkanalisierung geschaffen, heute noch mit Vorliebe und in vergrößertem Maßstabe, bis zu 4,5 m Höhe, in Amerika zu diesem

[1]) Erfunden von Kramer-Oppeln und dort zuerst angewendet.

Digitized by Google

Zwecke gebaut werden[1]). Für Wasserkraftgewinnung eignen sie sich ebensowenig wie die Nadelwehre, da sie keine Feinregelung gestatten und nicht genügend dicht halten. (Randabstand der benachbarten Klappen in Amerika mindestens 7 cm, notdürftig durch vorgelegte Keilnadeln gedichtet.) Außerdem sind sie im niedergelegten Zustand der Verkiesung und bei Eisschub Beschädigungen ausgesetzt. Das Aufstellen, das durch Zugketten von einem Steg oder vom Schiff aus[2]) bewirkt wird, ist ziemlich zeitraubend, auch nicht ungefährlich und die Abnutzung der Strebenlager, namentlich beim Holzbau — der übrigens jetzt neuerdings an der Seine mit Vorteil durch Eisenbeton ersetzt wurde[3]) — unliebsam groß.

Beznerwehr. Eine schon wesentliche Verbesserung der Chanoineklappen stellt das von der Maschinenfabrik Bezner in Ravensburg ausgearbeitete u. a. bei Haigerloch in Hohenzollern ausgeführte dachförmige Aufsatzwehr dar, Abb. 606[4]). Die Stau-

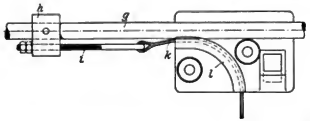
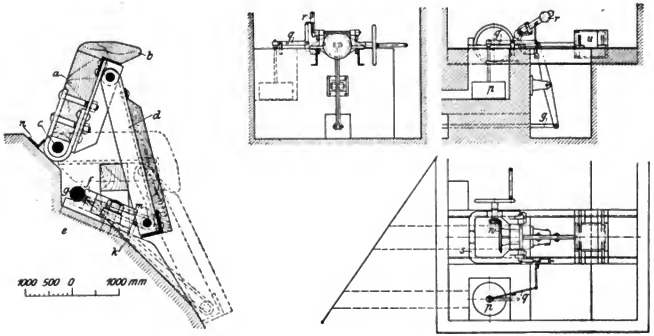


Abb. 606. Dachförmiges Klappenwehr nach Bezner.

(Abb. 606 bis 608 aus Z. Ver. deutsch. Ing.)



wand kann hier als einheitliche, deshalb dichte Tafel von großer Breite ausgebildet werden, die Stützung erfolgt durch eine ebensolche zusammenhängende Wand, die mit der ersten am „First" gelenkig verbunden, mit dem unteren Rand auf der Luftseite des Wehrrückens gleitet und durch, über Rollen geführte, Stahlseile in beliebiger Höhe festgestellt werden kann, so daß auch die unter Umständen notwendige Regulierung des Wasserabflusses, der über die Krone hinweg erfolgt, möglich ist. Abb. 606 zeigt, wie die Abdichtung am Fußgelenk durch ein Winkeleisen hergestellt wird. Der Längsabstand der in Rotguß und Schmiedeeisen ausgeführten Lager beträgt 1 m. Der Absatz e im Wehrrücken trägt eiserne Führungsstücke f für die über die ganze Wehrlänge durchlaufende

[1]) Eng. Rec. 9. I. 1909.
[2]) Eng. Rec. 9. I. 1909.
[3]) Ann. d. P. et Ch. V./VI. 1910, S. 205ff.
[4]) Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 1783.

Digitized by Google

Zugstange g, von der mittels Blöcken h die einzelnen, über Bogenführungen l und am Stützenfuß angebrachte Rollen m geführten Spannseile abgezweigt sind. Diese Seile sind nachstellbar und leicht auszuwechseln. Das Verstellen des Wehres erfolgt durch Verschieben der Zugstange, wofür am Landwiderlager eine Handwinde aufgestellt ist. Außerdem ist, dem besondern Zweck entsprechend, eine durch einfache Schwimmerhebelübertragung betätigte Auslösevorrichtung angebracht, die bei Hochwasser die Zugstange selbsttätig frei gibt, so daß das Wehr, bei neueren Ausführungen durch einen Luftzylinder gebremst, sich von selbst umlegt (vgl. später S. 854).

Das Haigerlocher Wehr hat eine Lichtweite von 20 und eine bewegliche Höhe von 0,5 m. Andere, jüngere Ausführungen sind bei:

Markersdorf, Bezirk Leipzig	$l = 17{,}5$;	$h = 0{,}35$,
Dreiwerden bei Mittweida i. Sachsen . . .	$l = 80.5(!)$;	$h = 0{,}4$,
Gutach bei Hornberg (Baden)	$l = 17{,}8$;	$h = 0{,}6$,
Langenau bei Schopfheim	$l = 10{,}0$;	$h = 0{,}8$.

Die Haigerlocher Anlage [1]) und auch die bei Dreiwerden [2]) soll sich bisher vollkommen bewährt haben. Die Beweglichkeit scheint unter Frost nicht zu leiden, weil der Schwimmer im Landpfeiler, überdacht, aufgestellt ist und Nachschub von Wärme aus den tiefen Wasserschichten empfängt. Die beweglichen Teile der Wehrklappe selbst sind in dem dachförmigen Zwischenraum gut vor kalter Luft geschützt und durch das vorliegende Oberwasser mit Strahlungswärme versorgt. Eine Beeinträchtigung durch Vereisen der äußeren Laufbahnen ist bisher nicht vorgekommen. In Haigerloch trat einmal nach einer langen Zeit strengen Frostes und nach einer letzten Frostnacht mit — 25° C Tauwetter ein. Am Abend desselben Tages legte sich das Wehr um und der schwere Eisgang mit Eistafeln bis zu 1 m Stärke ging ohne Schaden ab. Wie man sieht, eignet es sich, namentlich der Antriebsweise wegen, nur für kleinere Stauhöhen, also vor allem als Kronenaufsatz; hier aber kann es, namentlich zur Erhöhung älterer fester Wehre — eine in der Praxis sehr häufige Aufgabe — wegen der einfachen, ohne große Eingriffe in den Bestand zu bewerkstelligenden Anpassung, sehr gute Dienste leisten.

Bärenfallenwehr. In größeren Abmessungen sind einheitliche Stützklappen schon sehr früh in Amerika gebaut worden, in Gestalt der mit Wasserdruck betriebenen sog. Bärenfallenwehre (von White 1820 erfunden). Solch ein, im Alleghany bei Pittsburg, im Zuge einer Flußkanalisierung, 1903 angelegtes Wehr zeigt Abb. 607 a, b, c [3]). Es sperrt zu beiden Seiten eines durch Chanoineklappen verschlossenen Schiffdurchlasses zwei Öffnungen von je 27,9 m lichter Weite mit 1,35 m Spiegelunterschied und 3,1 m Stautiefe über Wehrschwelle ab. Die ebene 4,8 m lange, Stauklappe wird durch eine dichte, 6,32 m lange Stützwand getragen. Die Fußlager beider Klappen sind durch Deckblech gegen Versanden geschützt. Die Verstellung erfolgt ähnlich wie bei den Desfontaineschen Trommelwehren, durch Wasserdruck, indem das Oberwasser durch einen im Wehrpfeiler angeordneten Umlauf (Abb. 607 b, c) mit Vierwegehahn in den Hohlraum der beiden dachartig zusammengelehnten Wände hereingelassen, bzw. durch Umschaltung zweier Drosselklappen das eingedrungene Wasser nach dem Unterspiegel abgeführt wird. Zum ersten Wiederaufrichten aus niedergelegter Stellung ist eine kleine Pumpenanlage mit eigener Betriebskraft nötig.

Eine neuere ähnliche Ausführung im Ohio bei Freedom [4]) zeigt sogar 4,03 m Abschlußhöhe bei 2,6 m Spiegelunterschied und 28 m Klappenbreite.

In den bisherigen Ausführungsweisen wird der starke Wasserverlust durch die nicht genügend abgedichteten „First"-Fugen bemängelt. Dem ließe sich indes doch wohl durch Anordnung einer Stabdichtung leicht begegnen. Auch eine Feinverstellung, mit dem Vorteil der Wasserabführung „über die Krone" ließe sich durch Herstellung eines in bestimmtem Verhältnis zu drosselnden ständigen Durchflusses durch den Umlauf erzielen (bisher wurden die Klappen nur entweder ganz aufgerichtet oder ganz umgelegt verwendet). So wird

[1]) Mitteilung der Maschinenfabrik Bezner-Ravensburg.
[2]) Mitteilung der Eigentümerin daselbst.
[3]) Z. Ver. deutsch. Ing. 18. IV. 1908.
[4]) Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 953 und Schw. Ww. 1910, Nr. 10.

Digitized by Google

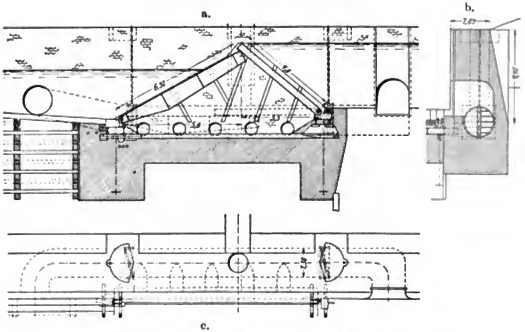


Abb. 607. Bärenfallenwehr im Alleghany. Maßstab rd. 1:200.

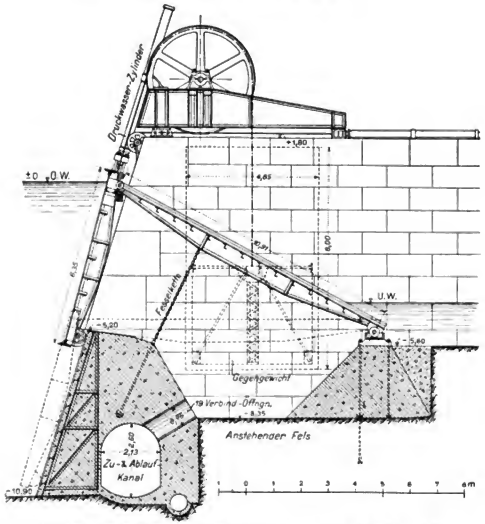


Abb. 608. Senkschütze mit Klappstütze bei Lockport. Maßstab 1:150.

Digitized by Google

man diese bei Kanalisierungen hinreichend bewährte Bauweise bei geeigneter Weiterbildung hier oder da auch im Wasserkraftausbau mit Vorteil verwenden können. Sehr sparsam im Eisenverbrauch ist sie allerdings nicht, denn die stützende Unterwasserwand wird gleich der Stauklappe auf Biegung mitbeansprucht. Beide Tafeln, mit ihnen die Wehrschwelle, bekommen bei großen Stauhöhen leicht übermäßige Abmessungen; die Grundschwelle muß um so breiter angelegt werden, als eine Absperrvorrichtung nach dem Ober- und Unterwasser zur Vornahme von Ausbesserungen zu verlangen wäre. Diese Gesichtspunkte schränken das Verwendungsgebiet der an sich durch Einfachheit der Bewegung, die Möglichkeit großer einheitlicher Öffnungsweiten, Massigkeit der Konstruktion und gute Regulier-eigenschaften ausgezeichneten Bauweise auf die kleineren und mittleren Stautiefen ein.

Senkschütz bei Lockport. Eine den Bärenfallen in der Wirkungsweise verwandte Anordnung zeigt ein am Illinois-Michigan-Kanal bei Lockport ausgeführter, genau genommen den Schützen beizuzählender Wehrverschluß (Abb. 608). Eine Tafel von 6,35 m Höhe und 48,5 m Nutzbreite ist hier mit dem untern Rande durch Rollen auf die Vorderfläche des Wehrkörpers, mit dem obern auf eine gelenkig verbundene dichte Stauklappe abgestützt,

Abb. 609a. Selbsttätiges Klappenwehr nach Büchler bei Sirnach. Unterwasseransicht.
(Stauwerke Zürich.)

die nutzbare Verschlußhöhe beträgt 5,2 m. Die Betätigung erfolgt wieder durch Aus- und Einlassen des Oberwassers in die Kammer, wobei paarweise an den Seitenwänden angebrachte, auf Druck- bzw. Zug wirkende Preßzylinder durch entsprechende gegenseitige Beeinflussung das Ecken der langen Schütztafel verhindern. Das Gewicht der beweglichen Stücke ist zum Teil durch an Seilen aufgehängte, an den Enden angreifende Gegengewichte ausgeglichen. Der Verschluß ist gegenüber der Bärenfalle, deren Beurteilung im übrigen auch auf ihn zutrifft, insofern benachteiligt, als er im allgemeinen die Anwesenheit einer hohen, der Verkiesung nicht ausgesetzten Schwelle oder die Anordnung einer tiefen zu spülenden Versenkgrube verlangt, deren Abdichtung bei der pendelnden Bewegung des Schützes nicht ganz leicht gelingen würde. (Im Fall von Lockport sitzt die Klappe auf einem seitlichen Überfall vom Illinois-Michigan-Kanal nach dem Desplaines-Fluß.) [1])

Zugklappen. Statt die Stauklappen nach unten abzustützen, kann man sie auch durch Seile, Eisenstangen u. dgl. an festen Punkten in der Höhe aufhängen. Diese Anordnung zeigt z. B. in primitivster Form ein altes Lennewehr bei Plettenberg (Westf.)

[1]) Ein Vorschlag, Klappen auf Preßwasserzylinder unmittelbar abzustützen, ist als Schweizer Patent Nr. 40413 in Schw. Ww. 1908, S. 55 veröffentlicht; ähnliche Ausführungen bestehen schon längst in Frankreich, vgl. Lagréné, Cours de navigation intérieure.

Digitized by Google

(Abb. 557), wo die Klappen an einzelnen Tafeln an einem Dienststeg aufgehängt sind (allerdings nicht regulierbar, weil sie nur bei Hochwasser durch Abbrechen der Haltehölzer umgelegt werden sollen).

Für ein in Hochwasser und Eisgang zu regulierendes Wehr sind natürlich die vielen im Talweg liegenden Haltestränge nicht zu gebrauchen, daher dürfen regulierbare Zugklappen nur an den Enden angehängt werden, wie es Abb. 609a, b an einer, 1910 in Sirnach (Kt. Thurgau) von den Stauwerken A.-G. Zürich errichteten Klappe veranschaulicht[1]). Diese 8,4 m breite und 0,8 m hoch stauende Klappe ist auf der festen Wehrschwelle in Schneiden gelagert, die sehr sorgfältig entworfen sind (Abb. 610), so daß etwa durch die vorgesehene schleifende Dichtungsplatte noch eindringender Sand sich nicht festsetzen kann, sondern durch eigens angeordnete Kanäle fortgespült wird. Das ist eine hier sehr wichtige Einzelheit, weil die Bewegung dieser Klappe im allgemeinen, in später näher zu beschreibender Weise selbsttätig auf Einhaltung eines unveränderlichen Oberwassers arbeitet. Bei dem häufigen Spiel der Klappe wäre ein Anfressen selbst der härtesten Stahlschneiden bei Anwesenheit von Sand nicht zu vermeiden. Die Klappe ist hier (Abb. 609b) mit Stahldrahtseilen an einem die Öffnung überspannenden, 2800 kg schweren Rollgewicht aufgehängt, das seinerseits auf Schienen an den Landpfeilern läuft, deren eigenartige Krümmung eben die selbsttätige Staureglierung bedingt. Die Verstellung der Stauklappe kann hierbei aber in einfachster und leichtester Weise auch von Hand willkürlich betätigt werden, dadurch daß man nur mit der kleinen am rechten Pfeiler angebrachten Handwinde mit besonderem Zugseil das Gegengewicht, das sich bei kleineren Ausschlägen nicht viel aus der Gleichgewichtslage gegenüber dem natürlichen Seilzug der Klappe entfernt, anhebt. Hierzu genügt ein geringer Kraftaufwand.

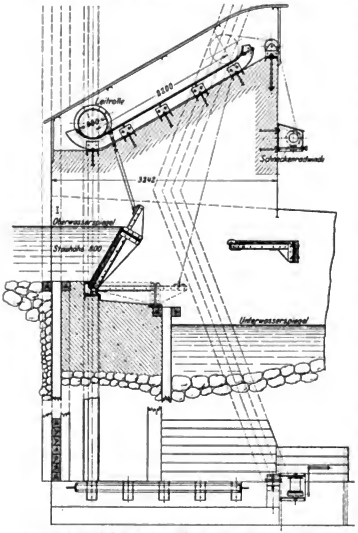


Abb. 609b. Selbsttätiges Klappenwehr nach Büchler bei Sirnach. Längsschnitt und Grundriß.

Abb. 610. Schneidenlager für Klappenwehre nach Büchler. Maßstab 1 : 10.

[1]) Zahlenangaben und Zeichnungen nach Mitteilungen der Stauwerke A.-G. in Zürich.

Digitized by Google

Eine ähnliche Klappe ist neuerdings in Grafenau an der Ohe (Bayern) mit 7,4 m Lichtweite bei 1,7 m Stautiefe ausgeführt worden (Abb. 636).

Eine der größten, bisher ausgeführten aufgehängten Klappen dürfte die in Abb. 611 dargestellte sein, die mit 18 m Lichtweite den rd. 1,5 m hoch überstauten Eisüberlauf eines 12 m hohen Eisenbetonwehrs im Grand River bei Lyons, Mich. abschließt [1]. Bemerkenswert an dieser Klappe ist neben der Abdichtung durch federndes Schleifblech die Versteifung des obern nur an den Enden aufgehängten Randes durch einen 1,07 m hohen Fachwerkträger, der, im Gelenkparallelogramm mit der Stauklappe verbunden, in ganz abgelassener und ganz aufgerichteter Stellung auf den Wehrboden bzw. auf fest eingelassene Stahlpfosten mittels kleiner untergeschobener Gerüstschrauben von Hand abgesetzt wird, um das Windwerk zu entlasten. Der Mangel an Biegungsfestigkeit und die ständige Belastung der Huborgane, beides grundsätzlich angreifbare Punkte der weitgespannten Klappen, sind durch die geschickte Anordnung dieses Trägers überwunden. Die Klappe ist durch beiderseitige Gegengewichte von je rd. 900 kg entlastet und wird durch einfache Schneckenradgetriebe, die durch eine unter der Klappe durchlaufende Welle verbunden sind, von einem 10-PS-Motor bewegt. Bemerkenswert ist an diesem Wehr noch der sehr leichte doppelte Klappsteg, der ein völliges Freimachen der Öffnung ermöglicht und daher geringste Bauhöhe zuließ, vgl. auch Abb. 549a.

Der Vollständigkeit halber seien, als Mittelgebilde zwischen Klappen- und Nadelwehren, noch ein Vorschlag von Grohmann-Wien: das aus pontonartigen und einzeln ausfahrbaren Klappen zusammengesetzt gedachte Schwimmklappenwehr [2] und das nach Vorschlag von Ingenieur Thomas-Cincinnati probeweise im Ohio bei Pittsburg errichtete A-Bockwehr erwähnt. Bei letzterem Wehr besteht die Stauwand aus A-förmigen Böcken, die mit ihren breiten Schenkeln sich dicht aneinander reihen und beim Wehrabschlag um senkrecht zur Wehrachse gestellte Fußgelenke, gleich den Nadelwehrböcken, auf die Sohle ineinander gelegt werden [3]. Während die erstgenannte Anordnung an sich großen praktischen Bedenken begegnet, ist die letztere anscheinend wohl brauchbar, nur wegen Undichtigkeit und Mangels an Regulierfähigkeit für Wasserkraftzwecke im allgemeinen nicht geeignet.

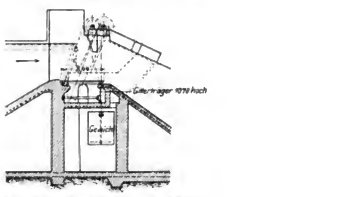


Abb. 611. Klappenwehr bei Lyons (Michigan). Maßstab 1:225.
(Abb. 611 und 612 aus Eng. Rec.)

2. Segmentverschlüsse.

Die Klappen haben in rein statisch-konstruktiver Beziehung in jeder Form vor gleicheit gespannten Hubschützen den Vorteil, daß sie den größten Teil des Staudruckes unmittelbar in die Wehrschwelle übertragen, wodurch bedeutende Gewichtsersparnisse im Eisen der Stauwand ermöglicht werden. Dafür sind sie aber in der Vergrößerungsfähigkeit beschränkt durch die mit ihrer Verwendung verbundene Notwendigkeit, die Stütz- bzw. Aufhängeglieder im Betrieb (mindestens in Zwischenstellungen) ständig unter dem leicht unangenehm großen Wasserdruck zu belassen. Dieser Gesichtspunkt im Verein mit dem Wunsch, die Abdichtung der Fußfuge unabhängig vom Kipplager, dieses letztere womöglich frei vom Wasserüberdruck im Unterwasser oder gar oberhalb des Wasserspiegels anzuordnen, ferner die in einem Sinne immer gegen den Strom auszuführende Bewegung der Klappen durch eine in „neutraler" Richtung, senkrecht zu den Wasserfäden, verlaufende zu ersetzen, haben zur Ausbildung der sog. Segmentwehre geführt. Bei diesen (Abb. 612, 613, 614) wird die Stauwand durch einen Kreiszylinder-Abschnitt gebildet und mit Streben auf zurückliegende mit der Zylinderachse zusammenfallende Lager abgestützt.

Tippecanoe-Segmentwehr. Abb. 612 zeigt ein solches Segmentwehr im Flutdurchlaß des früher (S. 769) beschriebenen Tippecanoewehres [4]. Die drei etwa 4 m weiten Öffnungen des sehr sparsam, ganz in Eisenbeton ausgeführten Grundablasses sind durch

[1] Eng. Rec. 26. X. 1907.
[2] Vgl. Z. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1902, S. 96ff.
[3] Vgl. Eng. Rec. 23. I. 1909; Schw. Ww. 1908, Nr. 6; Schw. Bztg. 27. II. 1909.
[4] Eng. Rec. 27. XI. 1909

Digitized by Google

3,66 m hohe Zylindersegmente verschlossen, die bei 4,55 m Halbmesser mit leichten Streben gegen eine biegungsfeste, 50 cm starke, Eisenbetonwelle abgesteift sind. Die Welle ist in einfachen Halsbändern gelagert und soll angeblich trotz ihres großen Durchmessers keine Schmierung brauchen. Ob sich das auf die Dauer bewähren wird, und ob auch die, aus Sparsamkeitsgründen, zur Erzielung niedriger Pfeiler, gewählte tiefe Lage der Welle über dem Hochwasser keine Anstände ergeben wird, darf vielleicht doch in Zweifel ge-

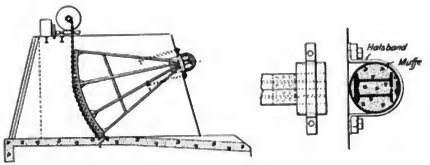


Abb. 612. Segmentwehr im Tippecanoe. Maßstab 1:170 bzw. 1:40.
(Eng. Rec.)

zogen werden. Ebenso kann man über die Zweckmäßigkeit der etwas primitiv anmutenden biegungsfesten Wellenkonstruktion verschiedener Ansicht sein. Es ist anzunehmen, daß man einen geringeren Gesamteisenverbrauch erhält, wenn man die Welle nicht durchführt, sondern nur kurze Lagerzapfen an den Pfeilern anbringt, während die Schützenwand durch sprengwerkartige Ausbildung selbst tragfähig und gleichzeitig in wünschenswerter

Abb. 613. Segmentwehr im Überfall der Saanetalsperre bei Freiburg (Schweiz).

Weise dadurch massiver und widerstandsfähiger gegen örtliche Angriffe von Eis, Hochwassermitbringseln usw. gemacht wird. Diese Anordnung, deren Vorteile sich mit wachsender Öffnungsweite noch mehr fühlbar machen müssen, zeigen u. a. die bekannten 18 m weiten Sperrtore des Dortmund-Ems-Kanals[1]) (bei deren Ausbildung freilich die Rücksicht auf durchzulassende Schiffe mit maßgebend war). Aber auch weniger große, neuere Ausführungen sind so konstruiert, z. B. die von Ingenieur Fargo entworfenen Kronen-

[1]) Z. f. B. 1902, S. 99ff.

Digitized by Google

wehrverschlüsse an drei Niederdruckwerken der Grand-Rapids Muskegon River Comp. (Michigan), von denen Abb. 551 a/b eine Vorstellung gibt. Das betreffende Wehr bei Croton hat 8 Öffnungen von 6 m Weite und 3,75 m Tiefe. Für die Schützenbedienung sind zwei Windenwagen mit 4-PS-Motoren vorhanden, die auf kräftigen Doppel-T-Trägern über die nur 1,35 m starken Eisenbeton-Zwischenpfeiler verfahren werden.

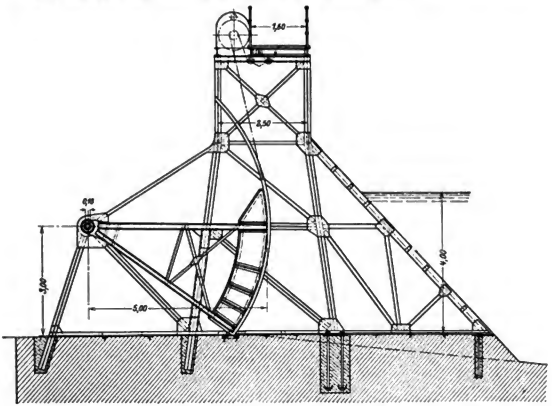
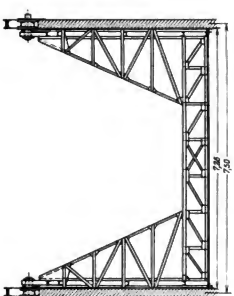


Abb. 614. Schütze u. Pfeiler. M. 1 : 120.



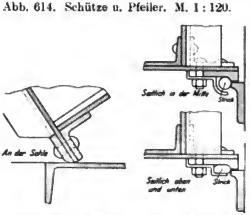


Abb. 614a. Einzelheiten der Dichtung. Maßst. 1 : 8.

Abb. 614 und 614a. Segmentverschluß der Saanetalsperre bei Freiburg (Schweiz).

Bei einem anderen, 7,8 m hohen Wehr derselben Unternehmung am Grand-River bei Lyons, Mich., wovon der Eisüberfall in Abb. 611 schon gezeigt ist, sind 10 solcher Segmentschützen mit je 3,96/6,1 m Stauöffnung eingebaut, an dem dritten Wehr endlich in den Big Rapids (12 m Stauhöhe) sind es 5 Öffnungen, je 3,66/6,1 m weit.

Segmentschütz „Maurer". Ein interessantes Seitenstück zu diesen amerikanischen Ausführungen bildet das in Freiburg an der Saane nach Entwurf von Direktor Maurer

Digitized by Google

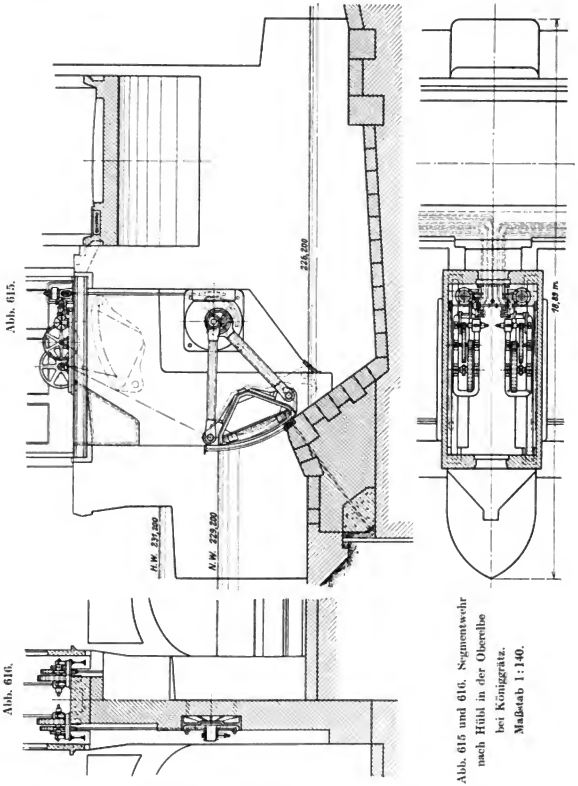


Abb. 615 und 616. Segmentwehr nach Hüfi in der Oberelbe bei Königgrätz. Maßstab 1:140.

und der Maschinenfabrik Boßhardt in Näfels, auch in kleinerem Maßstab bei Hauterive, 1909 ausgeführte Wehr, Abb. 613, 614[1]). Dasselbe schließt den in einen seitlichen Berghang (Molassefels) eingeschnittenen Hochwasserüberlauf eines alten, jetzt von 10,5 auf

[1]) Nach Mitteilung der Direktion des kantonalen Elektrizitätswerks Freiburg und der Maschinenfabrik Boßhard in Näfels. D. R. G. M. 508938. Schweiz. Pat. 47908.

Digitized by Google

13 m erhöhten Saanewehres ab. Es hat vier gleiche Öffnungen von je 7,26 m Lichtweite und 4,0 m Stauhöhe. Die Pfeiler sind in hervorragend wirtschaftlich und technisch vorteilhafter Weise aus Eisenfachwerk mit Füllung von Eisenbeton in nur 24 cm Stärke hergestellt. Sie tragen die Lagerbolzen der Segmentschützen, die hier den Wasserdruck durch Vermittlung von im obern Teil verkleideten Strebendreiecken auf die einzelnen Pfeiler zusammengefaßt übertragen.

Die sorgfältig mit einfachen Mitteln durchgebildete Abdichtung der Stauwand an Sohle und Pfeiler ist aus Abb. 614 a deutlich zu ersehen. Die Last der etwa 12 500 kg schweren Schütze ist zum größten Teil durch Gegengewichte ausgeglichen, so daß trotz der verhältnismäßig bedeutenden Abmessungen kleine Motoren genügen, um eine sehr leichte und schnelle Bewegung zu erzielen (etwa 10 cm in der Minute).

Segmentwehr Königgrätz. Von noch größeren Segmentwehrausführungen ist, neben den bereits erwähnten Sperrtoren des Dortmund-Ems-Kanals, eine neuere nach Entwurf von Ingenieur H. Hübl bei Königgrätz an der Elbe ausgeführte Anlage bemerkenswert, vor allem, weil sie ein eigentliches Flußwehr über tiefliegender Schwelle ist, also unter den schwierigsten Betriebsbedingungen arbeitet, denen durch verschiedene interessante Einzelheiten besonders entsprochen ist[1]).

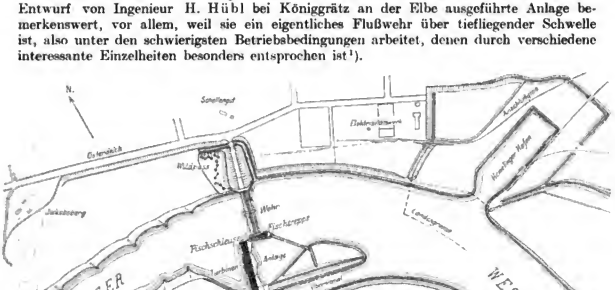


Abb. 617. Stau- und Kraftwerk in der Weser bei Bremen. Lageplan. Maßstab 1:1100.

Die Verschlußwand ist hier als räumlicher Blechträger sektorförmigen Querschnitts in sich steif ausgebildet und durch gelenkig an den Enden angreifende, nicht auf Druck beanspruchte Streben abgestützt (Abb. 615, 616). Ferner gleitet der Verschlußkörper im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Segmentwehren an der Wehrkrone mit Spielraum vorbei, so daß er, zur feineren Regulierung und zum Eisabzug bei Nieder- und Mittelwasser auch gesenkt, statt nur gehoben werden kann. Um dabei trotzdem die nötige Dichtigkeit zu erzielen, hat der Erfinder jeweils die unteren Tragstreben auf einen durch Schneckentrieb drehbaren Exzenter gelagert, der es gestattet, die Zylinderfläche der Stauwand in jeder Stellung fest gegen die eichenen Dichtungsbalken der Wehrkrone und Pfeilernische zu pressen, aber auch einen bis zu 250 mm reichenden Spielraum (zum Abziehen des Geschiebes gedacht) herzustellen.

Die beiden 18 m weiten und 3 m tiefen Öffnungen der Wehranlage sind durch einen 3 m starken Pfeiler getrennt, der die Bewegungseinrichtung der 2,25 m hoch stauenden

[1]) Folgendes nach Mitteilungen und Zeichnungen der k. k. Direktion für den Bau der Wasserstraßen und Verbandschrift 46 des Deutschösterr. Verbandes für Binnenschiffahrt; auch Allgem. Bauztg. 1907.

Digitized by Google

Verschlußkörper trägt. Die Hebung erfolgt durch sorgfältig ausgebildete Gall'sche Ketten, die am untern Schützrand befestigt und über eine mit der Zylinderachse konzentrische, kreisförmig gekrümmte Führungsleiste geschlungen sind, so daß sie bei höchster Stellung der Verschlusses (50 cm über H. H. W.) nahezu entlastet sind. Der Angriff erfolgt beidseitig durch getrennte Getriebe, deren gleichmäßiger Gang durch besondere Vorrichtungen gesichert ist[1]). Bemerkenswert ist der Antrieb der Rädervorgelege durch „Hydromotoren", System Silvestry, von je 5 PS normaler Leistung. Das Betriebsmittel, Öl von tiefem Gefrierpunkt (— 28 ° C) wird aus einer am Ufer angelegten, mit Turbinen und elektrischer Arbeitsumwandlung eingerichteten Kraftstation geliefert. Durch die geschlossene Ausbildung des Verschlußkörpers wird dieser bei fahrlässigem Stehenlassen im Hochwasser von selbst durch den Auftrieb des steigenden Unterwassers angehoben, eine für die Betriebssicherheit wertvolle Eigenschaft. Die Maschinen vermögen den Verschluß in 15 Minuten aus tiefster Stellung bis über H. H. W. zu heben. —

— Die großen Segmentschützen erweitern zweifellos den Anwendungsbereich des Systems ebenso, wie die Stoneyschützen denjenigen der Tafelschützen. Die Hübl'sche Form verdient außerdem wegen der geschickten Durchführung der Senkbarkeit (einer wichtigen Grundforderung) volle Beachtung. Indes ist doch zu sagen, daß mit wachsender Lichtweite, oder gar gleichzeitig größerer Stauhöhe, die Grenze der Anwendbarkeit auch der Hübl'schen Form bald erreicht sein würde, unter anderm schon deshalb, weil die Zapfenbeanspruchung und -verankerung Schwierigkeiten macht, und weil die Kettenbelastung bei der im System liegenden Aufhängung des Verschlußkörpers weit ab vom Drehpunkt bald die gleiche Größe wie bei Stoneyschützen annehmen würde. Auch bedingt die sektorförmige, statisch nicht ganz günstige Querschnittsform mit wachsender Lichtweite jedenfalls erheblich höheres Eisengewicht als ein gut durchgebildetes Flachschütz, das in Stoneyanordnung nicht viel größeren Bewegungswiderstand haben würde.

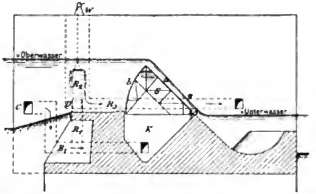


Abb. 618. Weserwehr Bremen. Schematischer Schnitt. (Deutsche Bauztg.)

Gegenüber den in der Form verwandten (später zu besprechenden) Walzenwehren hat die Anordnung in statischer Beziehung eher Nachteile; ihre Hauptvorteile: die Möglichkeit der Senkung, um Eis abzulassen, und die Entfernung aller beweglichen oder stützenden Teile aus dem Wasser, sind bei den Walzen entweder auch unmittelbar, etwa durch Aufsatzklappen, zu erreichen, oder durch massige Ausbildung der unter Wasser liegenden schützenden Zahnstangen, wie noch auszuführen, mit annähernd gleicher Sicherheit zu erreichen. Es wird vor allem auch von der praktischen Bewährung des ersten, jüngst ausgeführten, Hübl'schen Wehres abhängen, ob sich die Hubsegmentwehre auch in den größeren Öffnungsweiten, über 8 bis 10 m, diejenige Beliebtheit zu sichern vermögen, die sie für die kleineren zweifellos mit Recht bereits besitzen.

Versenkbare Segmentschützen. Große Lichtweiten lassen sich dagegen mühelos, selbst bei ansehnlichen Stauhöhen erreichen, wenn man sich entschließt, die „trockene" Abstützung aufzugeben, und die Lager auf die Wehrschwelle, also meistens: unter Wasser, wie bei den Drehklappen, zurückzuverlegen. Sie können dann in beliebig dichter Folge nebeneinander gereiht werden, so daß die Biegungsbeanspruchung der Stauwand im wagrechten Sinne auf das wirtschaftlich nötige Mindestmaß eingeschränkt werden kann.

Weserwehr bei Hemelingen und Lockportwehr am Chicago-Entwässerungs-Kanal. Abb. 617, aus der die grundsätzliche Querschnittsgestaltung einer derartigen versenkbaren Segmentschütze zu ersehen ist, gehört einer in den Jahren 1907 bis 1912 in der Weser

[1]) Einzelheiten waren von der ausführenden Firma nicht zu erhalten.

Digitized by Google

bei Hemelingen vom Staat Bremen erbauten Wehranlage an, die durch ihre ungewöhnlich großen Abmessungen in gleicher Weise beachtenswert ist, wie durch die sinnreiche Durchbildung des hydraulischen Antriebs[1]).

Dieses Wehr verdankt seine Entstehung der Notwendigkeit, den landwirtschaftlichen Oberliegern den, durch die Tieferlegung der Flußsohle in der regulierten Unterweser gesenkten Grundwasserstand wieder zu heben; es wurde aber auch eine große Turbinenanlage zur Versorgung der Stadt Bremen angelegt, die im endgültigen Ausbau 13 000 PS leisten und durch ihre Erträge die hohen Kosten des Wehr- und Schleusenbaues tragen helfen soll.

Aus diesem Grunde mußte das Wehr vollkommen dicht und leicht regulierbar angelegt, außerdem den schweren Eisgangsverhältnissen der unteren Weser angepaßt werden.

Die feste Wehrkrone liegt auf M. N. W. und 1,7 m über der Flußsohle. Darüber liegen noch 4,5 m bewegliche Verschlußhöhe. Es sind zwei einzige Öffnungen von je 54 m Lichtweite (!) angelegt. Der Wehrverschluß ist einem 1907 vollendeten Kronenwehr bei Lockport am Illinois-Michigan-Kanal (Chicago-Entwässerungs-Kanal) nachgebildet (Abb. 619 u. 620), das bei 11 m Gesamtstau gar 5,5 m bewegliche Höhe, bei allerdings nur 14,65 m Lichtweite, hat[2]).

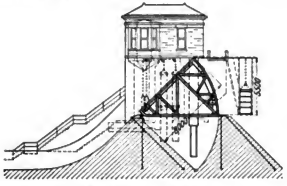


Abb. 619. Wehrschnitt. Maßstab 1:412.

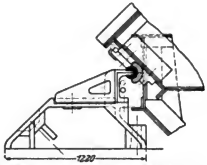


Abb. 620. Lageranordnung. Maßstab 1:36.

Abb. 619 und 620. Selbsttätiges Segmentwehr bei Lockport.
(Z. Ver. deutsch. Ing.)

Der Wehrverschluß stützt sich bei diesen Wehren auf eine stark verankerte Lagerleiste, die bei dem Lockporter Wehr die durchlaufend aneinander gereihten, je 1825 mm langen gußstählernen Lagerböcke (Abb. 620) trägt. Ein durch Winkeleisen gebildeter vorspringender Schnabel hält die 100 mm starke stählerne Lagerwelle, auf die der Wehrkörper mit Weißmetall-ausgegossenen Lagerschalen sich stützt. Um Eisbildung zu verhindern, sind zwei verzinkte Gasrohre an dem Träger entlang verlegt, die durch Dampf geheizt werden. Ähnliche Einrichtungen sind am Hemelinger Wehr, auch noch für die Seitenflächen, vorgesehen. Die Abdichtung an den Pfeilerflanken und an der Oberwasserseite des Wehrrückens wird in Lockport durch lose auf den Verschlußkörper, bzw. die Wehrkrone aufgelegte Winkeleisen bewirkt, die sich unter dem Wasserdruck fest gegen die mit Blech bekleidete Pfeilerleibung bzw. die ganz glatt durchgeführte äußere Zylinderfläche schieben sollen. In Bremen hat man diese etwas mangelhafte Dichtung durch Rundstabdichtung an der Oberwasserlängsfuge und durch Holzleisten mit Federanpressung an den Flanken ersetzt.

Die hydraulische Bewegungseinrichtung ist grundsätzlich dieselbe wie bei den Bärenfallenwehren. Das Oberwasser wird in beliebiger Höhe ins Innere des dicht abgeschlossenen Staukörpers eingelassen oder der Hohlraum nach dem Unterwasser entleert. Die etwas verwickelte Anordnung der hierzu gehörigen Füll- und Entleerrohre bzw. -klappen des Lockportwehres (worüber ausführlich in Eng. Rec. 24. VIII. 1907 nachzulesen), ist in Bremen wie folgt vereinfacht und verbessert (Abb. 618): Im Mittelpfeiler ist für jede Öffnung ein Kanal, B_1, angelegt, durch den das Oberwasser in die Druckkammer K tritt; aus diesem

[1]) Nach einer Veröffentlichung von Baurat Oltjen-Bremen in D. Bztg. 18. VI. 1910 und mündl. Mitteilungen.

[2]) Eng. Rec. 1907, S. 470 und Z. Ver. deutsch. Ing. 1907, S. 1879.

Digitized by Google

Kanal B_1 erhebt sich ein Abzweigstutzen, der in ein teleskopartig ausziehbares Rohr $R_1 - R_2$ ausläuft. Über den oberen Rand des Rohres R_2 läuft, solange er tiefer als O.-W. eingestellt ist, ständig Wasser nach dem Unterspiegel über durch einen zweiten Kanal B_2, und der Wasserspiegel in der Druckkammer kann sich daher nicht dauernd über den Rand des Zylinderschützes R_2 einstellen, womit der Wehrverschluß gezwungen ist, den Bewegungen dieses Schützes zu folgen. Diese Bewegung des Zylinderschützes kann durch eine ganz leichte Handwinde betätigt werden, in Bremen ist aber außerdem noch eine durch Schwimmerkontakte und Hilfselektromotor bewerkstelligte mechanische Verstellung eingerichtet, die den Oberwasserspiegel in engsten Grenzen selbsttätig unverändert erhält.

Wie alle mit natürlichem Gefäll arbeitenden Wehrverschlüsse sind auch die von Lockport und Hemelingen nach der Niederlegung nur sehr langsam, wenn überhaupt, zum Aufstehen zu bringen, weil der durch die Pfeiler erzeugte Stau zu klein ist und andere Verschlüsse (in den Nebenöffnungen) dazu an beiden Orten nicht vorhanden sind. In Lockport ist deshalb noch eine Luftpumpe aufgestellt, die das erste Anheben durch Einpressen von Druckluft beschleunigt: ist dann erst ein kleiner Stau auf diese Weise erzeugt, so geht das weitere Anheben sehr rasch. Die ganze Bewegung ist auf diese Weise in etwa zwei Minuten auszuführen, ein für so große Verschlüsse mit mechanisch betätigter Vorrichtung nirgends erreichtes Ergebnis.

Ausgedehnte Vorkehrungen sind gegen Versanden der Wehrkammer getroffen. Die unterwasserseitige Wehrschwelle ist von zahlreichen etwa 50 cm weiten Zementrohren durchsetzt, die nach einem zu den Pfeilern führenden Sammel-Spülkanal laufen, der, für gewöhnlich durch Schützen verschlossen, in geöffnetem Zustand das von dem Kanal B_1 und in besonderen Umläufen der äußeren Pfeiler einströmende Wasser zu kräftiger Spülwirkung bringt. Ferner kann der Segmentverschluß durch gekuppelte Riegel (wie auch in Lockport) in seiner höchsten Lage festgestellt werden, wo er dann entleert und unter Benutzung eigener Einsteigschächte in den Pfeilern begangen werden kann. Außerdem sind noch Nadelverschlüsse, vollständige Wehre mit Böcken (im O. W. ohne solche unter Ausnutzung des Wehrstegs) vorgesehen, die eine jederzeitige Trockenlegung des ganzen Wehrverschlusses einer Öffnung ohne Betriebsstörung ermöglichen. In Lockport, wo der Wehrrücken hoch liegt, konnte der Nadelverschluß unterwasserseits erspart werden.

Wie die Wehrschnitte (Abb. 618, 619) erkennen lassen, bedingt die Anwendung der versenkbaren Segmentschützen bei größerer Höhe des beweglichen Staues sehr bedeutende Kronenbreiten des festen Wehrkörpers, ebenso bedingt die Tiefe der Druckkammer große Gründungstiefe, wenn es sich nicht, wie in Lockport, um ein reines hochgelegtes „Kronenwehr" handelt. Auch die sehr umfangreichen Verankerungen erhöhen den Eisenaufwand, der infolge sehr guter Baustoffausnutzung bei diesem Verschluß-System sonst an sich sehr niedrig sein müßte, jedenfalls nicht unwesentlich. Diese Gesichtspunkte müssen bei der endgültigen Beurteilung neben den, nach Erfahrungen am Lockportwehr vorhandenen guten Betriebseigenschaften wohl berücksichtigt werden.

C. Walzenwehre.

(Wehrverschlüsse mit Wälzbewegung.[1])

Schweinfurter Mainwehr. Der von Carstanjen, Direktor der Brückenbauanstalt Gustavsburg bei Mainz, erfundene, erstmals im 18 m weiten Grundablaß der Schweinfurter Stauhaltung im Jahre 1902 und kurz darauf daselbst als 35 m langer Kronenaufsatz ausgeführte Walzenverschluß ist bei Besprechung der Wasserkraftanlage Schweinfurt (S. 270 ff.) bereits näher beschrieben (Abb. 128, 129, 131) und gewürdigt. Es darf daher hier gleich zu den **neueren**, manche Vervollkommnung aufweisenden **Ausführungen** übergegangen werden.

Eine erste Abänderung bezog sich auf die Anordnung der Laufbahn, die im Schweinfurter Grundablaß etwa unter 45° geneigt, noch die Anwendung einer besonderen gegen-

[1]) Mit Benutzung von: Bericht von Carstanjen auf dem XI. Binnenschiffahrtskongreß, Petersburg 1908; D. Bztg. 29. I. 1910; Mitteilungen vom Städt. El.-Werk. Stuttgart, Schweinfurt; Königl. Flußbauamt Schweinfurt; Kgl. Wasserbauinspektion Bromberg.

Digitized by Google

läufigen Zugkette nötig gemacht hatte, um bei steigendem Unterwasser gegen den entstehenden Auftrieb die Dichtungsschneide fest auf die Wehrschwelle aufzupressen. Schon beim Überfallwehr (Abb. 128) hatte man deshalb die Zahnstangenbahn im unteren Teil steiler angelegt, außerdem durch Anordnung von Einlaufmäulern (Abb. 131) dafür gesorgt, daß bei steigendem Wasser eine selbsttätige Beschwerung der Walze durch das eintretende Unterwasser erfolgte. Bei neueren Anwendungen nahm man die Zahnstangen ganz gerade und sehr steil, wodurch die, der Dauerhaftigkeit ebensowenig wie der Einfachheit des Betriebes dienende, Wasserbeschwerung entbehrlich und bei hohen Pfeilern bedeutende Ersparnisse an Mauermassen möglich wurden; dies bedingte allerdings größere Hub- und Zugkräfte, Ansprüche, denen man aber noch ziemlich gut gerecht werden konnte. Ein wichtiger Schritt in dieser Beziehung war der Übergang von dem in Schweinfurt noch verwendeten, großen Windentrommeldurchmesser verlangenden Stahldrahtseil zur Gall'schen Gelenkkette, die mit einem kleinen Kettenraddurchmesser arbeiten kann, und daher die Erreichung bedeutender Übersetzungen leichter macht. Die einfache Gall'sche Kette, bei der jeder Bolzen als ein in der Mitte belasteter zweiseitig aufgelagerter einfacher Träger wirkt, hat sich nicht bewährt, weil die sonst gewöhnlich ihrer Berechnung zugrunde gelegte Annahme, daß drei Bolzen gleichzeitig und gleichmäßig tragen, sich auf die Dauer nicht verwirklichen ließ, und hernach Überanstrengung der einzeln tragenden Bolzen nicht zu vermeiden war. Die neue „Laschen-Gelenkkette", erstmals beim Neckarwehr des Elektrizitätswerks Poppenweiler angewendet, hat beiderseits über die Gliedlaschen vorstehende Bolzen (Träger mit überhängenden Enden), und entsprechend dreigeteilte Zahnstangen, wodurch eine viel breitere Auflagefläche trotz verringerter freier „Träger"länge und an sich bessere Spannungsverteilung erreicht wird.

Eine weitere Verbesserung betraf die Dichtung. Diese wurde beim Schweinfurter Überfallwehr an der Sohle durch einen im Wehrrücken eingelassenen Holzbalken bewirkt, auf den sich die Walze mit ihrem Schnabel scharf aufsetzte. Die neueren Ausführungen zeigen die dichtende Holzschwelle durchweg am beweglichen Verschlußteil angebracht, wodurch dieser an der Flußsohle dem Verschleiß in erhöhtem Maße ausgesetzte Teil besser zugänglich gemacht wird. In einem Falle, bei dem Wehr der Baumwollspinnerei Kolbermoor (Oberbayern) in der Mangfall, einem sehr viel Geschiebe führenden Fluß, hat man als Dichtungsmittel ein gehobeltes Winkeleisen, am Schnabel, und eine ebensolche gußeiserne Leiste, auf der Wehrschwelle, angewandt, mit dem Erfolg, daß die etwa dem Schluß sich entgegensetzenden Kiesel glatt durchschnitten, bzw. zerquetscht werden. Nur hat sich, allgemein beachtenswert, gezeigt, daß die Walze hier, wo sich nach Hochwasser regelmäßig starke Kiesbänke auf der ebenen Wehrsohle vorfinden, nicht zu schnell gesenkt werden darf, damit der auftretende starke Spülstrom Zeit findet, den Kies unter der Walze wegzufegen (vgl. das vorn vom Loßständerwehr Bitterfeld Berichtete, S. 802).

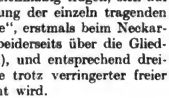


Abb. 621. Schilddichtung eines Walzenwehrs. (Deutsche Bautzg. 1910.)

Die Seitendichtung ist im Schweinfurter Hauptarm durch Hanfgurte bewerkstelligt, die, um die Walze knapp hinter der Pfeilerflucht herumgewickelt (Abb. 129), sich auf die glatt bearbeitete Nischenleibung pressen. Diese Anordnung gab zwar bei geschlossener Walze eine befriedigende Dichtigkeit, sie hatte aber den Nachteil, daß bei geringster Lüftung der Walze die ganze Dichtungsfuge sofort freigegeben war und eine heftige Durchströmung der Nischen mit Einschwemmung von Laub, Holzwerk, Eis usw. erfolgte. Dabei hat sich unter anderm besonders bei dem Brahewehr bei Bromberg, das nur der Schiffahrt dient und daher ständig gelüftet ist, als sehr nachteilig die Spritzwasserbildung in der Nische gezeigt, die eine starke, der Beweglichkeit nachteilige Vereisung der Zahnstangen und Ketten im Gefolge hatte. In Bromberg ist daher nachträglich die neuerdings auch für Poppenweiler angewandte Schilddichtung eingebaut worden (Abb. 621), bei der ein dünnes federndes Blech schildartig über das Walzenende genietet und die Dichtung durch einen auf den Schildrand aufgeschraubten Holzsaum an der glatt bearbeiteten Pfeilerfläche durch den Überdruck des Oberwassers selbst hergestellt wird. Bei dieser

Digitized by Google

Anordnung bleibt die Dichtung beim Lüften der Walze noch auf einem längeren Wege ungestört erhalten, wodurch die erwähnten Mißstände wesentlich gemildert sind. Zur Erleichterung der Hubbewegung hat man den Pfeilerleibungen im oberen Teil einen leichten Anzug gegeben. Die neue Dichtungsart hat sich gut bewährt, und es wurden beispielsweise am Poppenweiler Wehr die Undichtigkeitsverluste der einen Walze bei eigens angestellten Versuchen zu nur 10, die der anderen gar nur zu 5 l/sek ermittelt, während die Baufirma nur für höchstens 30 l/sek (an sich auch noch wenig!) Gewähr geleistet hatte.

Eine weitere Verbesserung der Dichtung würde sich durch sinngemäße Anwendung der von Ing. Heyn für Stoneyschützen vorgeschlagenen unterwasserseitigen Stabdichtung (S. 816) erreichen lassen. Der Vorteil, die wichtigen beweglichen Teile in das tiefe Oberwasser, sicher vor Eisbildung zu bekommen, würde damit auch hier erreicht und die gegen das Verschlammen der Nischen etwa nötig werdende Spülwirkung könnte leicht durch Einsetzen eines einfachen Kanalflachschiebers in der Schildwand erreicht werden.

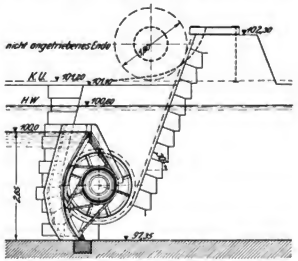


Abb. 622. Walzenwehr bei Kissingen. Maßstab 1:100. (Z. Ver. deutsch. Ing.)

Der Walzenkörper selbst hat auch bemerkenswerte Weiterbildung erfahren. Der schon am Schweinfurter Grundablaß angedeutete Gedanke, die erreichbare Stauhöhe, oder besser: bei gegebener Stauhöhe: die Baustoffausnutzung, durch Anbringen von Schildflächen, dort in Form des nach unten gerichteten Schnabels, zu vergrößern, hat später, folgerichtig weiterentwickelt, zur völligen Auflösung des Querschnitts: in die Walze, als Mittel der Übertragung der Aufzugskraft und des Staudruckes auf die Pfeiler, und in den Schild, als selbständige Stauwand, geführt; ein Baugedanke,

Abb. 623. Alzwehr bei Trostberg.

der z. B. in der Wehranlage bei Kissingen (Abb. 622) auch in dem Grundablaß des Trostberger Alzwehres (Abb. 623) restlos zum Ausdruck gelangt ist. Die aufgelöste Querschnittsform ist überall da angebracht, wo die Lichtweite im Vergleich zur Stauhöhe zu klein ist, um eine genügende Ausnutzung der in eine Walze vom Durchmesser = Stauhöhe aus äußeren Gründen (örtliche Stöße, Rostgefahr) einzubauenden großen Eisenmassen zu gewährleisten (am Saalachwerk: 8,50 m Schildhöhe bei 13,60 m Lichtweite!).

Digitized by Google

Um den Blechkörper unten gegen die, namentlich in geschiebeführenden Flüssen sehr angreifende Wirkung des unter hohem Druck durchschießenden Wassers und Eises zu schützen, versieht man ihn häufig mit Bedielung (Abb. 623).

Eine weitere für die praktische Brauchbarkeit des Walzenverschlusses, namentlich für Wasserkraftausbau sehr wichtige Neuerung ist die Anbringung von Eisklappen auf dem Rücken der Walze (bzw. des Schildes, vgl. S. 790). In Poppenweiler (2 Öffnungen von je 28 m Lichtweite und 3,4 m Verschlußhöhe, Abb. 624, 625) ist dieser Aufsatz (Abb. 626 und 626a) aus 30 m hohen in Scharnieren umlegbaren Einzelblechen hergestellt, die im aufgerichteten Zustand durch Spannstangen zurückgehalten werden, eine etwas primitive, nur rohes Regulieren zulassende und die Wiederaufrichtung der Klappen erschwerende Einrichtung. Ein Zusatzpatent (Nr. 216 294) des Erfinders sieht neuerdings die Anordnung einer biegsamen Tafel mit Zahnstangenverstellung vor (Abb. 627), eine bei robuster, und vielleicht am besten federnder Ausbildung des Zahnstangenteiles allen Anforderungen entsprechende Ausführung.

Weitere Fortbildungen des Walzenkörpers, vorerst nur in Form von Zusatzpatenten als Vorschläge veröffentlicht, zielen darauf ab, die Walze auch versenkbar anzuordnen. Tatsächlich ist es ja eine unbequeme Eigenschaft der über Wasser aufgehängten Wehrverschlüsse, daß sie, bei größeren Fluthöhen, oder, wenn Schiffsverkehr im Talweg geht, bedeutende Pfeileraufbauten und Hubbewegungen, auch, wie eben erwähnt, oft besondere, die Einfachheit und Massigkeit des Verschlußkörpers etwas beeinträchtigende Klappenaufsätze verlangen. Diese Schwierigkeiten ohne weiteres zu vermeiden, ist ja neben anderen gerade der große Vorzug des Lockport-Segmentwehres. Das Reichspatent Nr. 215 513 will der Walze diesen Vorzug in der durch Abb. 628 veranschaulichten Weise verschaffen, wobei die Abdichtung an der Vorderkante durch die epizykloidische Form des Querschnitts erreicht werden soll. Die Bauweise hat gegenüber dem Segmentschütz den Vorzug, daß die Walze bei Niederwasser auch über Wasser gehoben werden kann, so daß die beweglichen Teile nicht ein für allemal dauernd im Wasser liegen, auch fällt der Wehrrücken hier verhältnismäßig einfach und schmal aus, verlangt weniger Eiseneinbau und die Anordnung von unterwasser-, ja selbst vielleicht von oberwasserseitigen Absperrvorrichtungen (bei Hemelingen: Nadelwehre) würde hier entfallen. Für nicht zu große Lichtweiten könnte daher die versenkbare Walze mit dem versenkbaren Segmentschütz ernstlich in Wettbewerb treten. Bei größeren Spannweiten werden dagegen die Schwierigkeiten der Abdichtung an der Kronenkante (wegen Durchbiegung) wachsen, und wenn man dem auch durch Anwendung einer Dichtung mit schmiegsamem Rundstab begegnen könnte, würde doch schließlich, allerdings erst bei schon recht großen Öffnungen der zunehmend größere Eisenbedarf der freitragenden Walze gegenüber dem durchlaufend gestützten Segmentschütz in wirtschaftlicher Beziehung den Ausschlag zugunsten des letzteren geben.

Als Besonderheit sei noch der gleichseitig-dreieckige Querschnitt des Walzenwehres in der Trisanna bei Wiesberg (Tirol) erwähnt[1]). Die Trisanna ist durch eine ungewöhnlich starke Geschiebeführung mit hohem Quarzgehalt ausgezeichnet. — Eisenteile wurden in ihrem Wasser in kürzester Zeit förmlich abgeschmirgelt; dagegen leistete Holz, wie kaum anders zu erwarten, lange Zeit hindurch denselben Angriffen Widerstand. Um die Holzbedielung bequem und vor allem mit parallel zur Wasserströmung liegenden Fasern anbringen zu können, wählte man eben den dreieckförmigen Querschnitt. Etwas Ähnliches, nur in Beschränkung auf einen Teil des Walzenumfanges hatte man bereits kurz vorher bei dem Grundablaß des Alzwehres bei Trostberg versucht (Abb. 623). Beide Anordnungen haben sich vollkommen bewährt. Als ein nicht unwesentlicher Nebenvorteil wurde es bei der Wiesberger Anordnung noch empfunden, daß man die Aufbringung der Bedielung unbehindert von kleinen Anschwellungen des Flusses auf der halb angehobenen Walze in bequemster Weise ohne Hilfsgerüst vornehmen konnte, weil die eine, wagrecht gelegte Prismenfläche als Arbeitsbühne benutzt werden konnte.

Nicht unerwähnt bleiben soll endlich ein Vorschlag (D. R. P. 215 514), die Walze nach Abb. 629 als Versteifungsträger und Bewegungsglied für einen segmentschützförmig vorgeschobenen Schild zu benutzen. Diese Anordnung gestattet zwar eine sehr vollkom-

[1]) Vgl. Wessely in Zeitschr. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1910, Nr. 40.

Digitized by Google

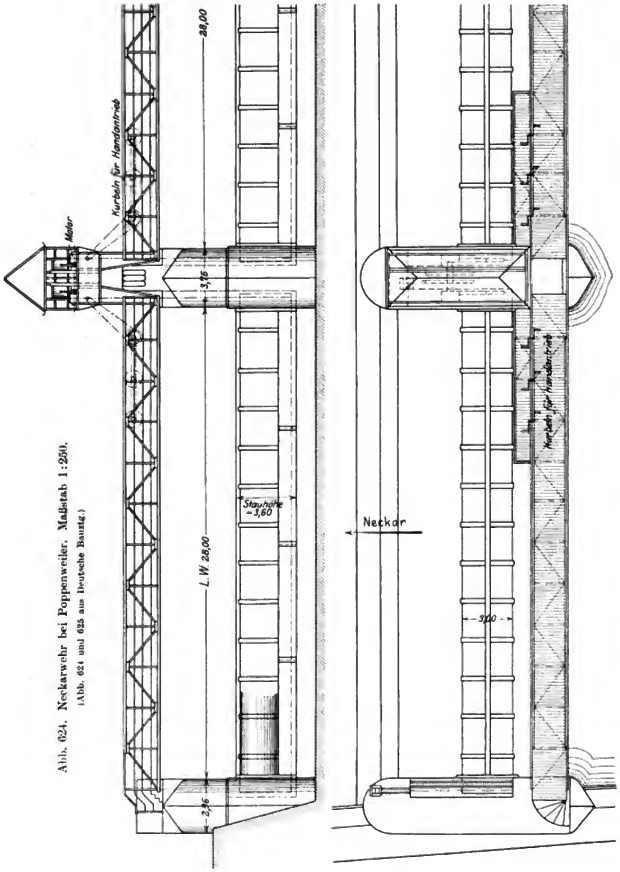


Abb. 624. Neckarwehr bei Poppenweiler. Maßstab 1:250.
(Abb. 624 und 625 aus Deutsche Bauztg.)

Digitized by Google

mene Abdichtung an der Unterwasserfuge durch Schmiegeblech, sie hat aber sonst, da der Unterschied der Bewegungswiderstände gegenüber Zapfenlagerung gering ist, keine Vorzüge und nur den großen Nachteil der freitragenden Abstützung, dem nur in Grenzen durch fachwerkartige Ausbildung des Verschlußkörpers mit Schild und Walze als Traggurtungen begegnet werden kann.

In bezug auf die konstruktive Durchbildung des Walzenkörpers selbst genügt es, auf Abb. 624 zur Veranschaulichung der Hauptgrundsätze zu verweisen: genieteter Blechzylinder als Hauptträger mit Versteifungsquerrahmen in Dreiecksform aus Walzeisen. Daß die Rücksicht auf schwere Treibkörper dazu führen muß, mit der Blechstärke, namentlich bei kleineren Lichtweiten, erheblich über das aus der statischen Berechnung sich ergebende Maß hinauszugehen, wurde bereits hervorgehoben. Ein weiterer Gesichtspunkt, der ja nicht übersehen werden darf, ist, abgesehen von der Festigkeit, die Steifigkeit. In dieser Beziehung hat man an dem Wehr von Poppenweiler sehr eigentümliche und folgenschwere Vorgänge beobachtet: die linksseitige Walze geriet, als sie nach einem Hochwasser im Januar 1912 allein abgelassen wurde und bis auf etwa 20 cm der Schwelle nahe war, in ein sich schwingungsartig verstärkendes Auf- und Abrollen, so stark, daß sie zuletzt das auf dem Mittelpfeiler angebrachte Windwerkhäuschen aus seinen Lagern riß (die mit achtfacher Sicherheit bemessene Kette hielt dabei stand). Die Ursache der auffälligen Erscheinung — zu deren Erforschung von Geh. Rat Koch in Darmstadt Versuche angestellt werden — wird wohl in abwechselndem Ab- und Zunehmen der Saugwirkung des im Spalt ausströmenden Wassers in Wechselwirkung mit dem Auftrieb des gleichzeitig schwankenden Unterwassers zu suchen sein. Ähnliche Erscheinungen wurden auch bei andern Walzenwehren beobachtet. Bei Walzen mit unterem Schild sind sie nie aufgetreten. In Poppenweiler hat man sich dann so geholfen, daß man eine Gegenzugkette mit Umleukrolle am Pfeilerfuß anordnete, die ein unerwünschtes Aufrollen der Walze verhindert.

Der Antrieb der Walzen, dem bei den bedeutenden zu bewegenden Massen große Bedeutung zukommt, geschieht nach wie vor durch elektrisch betriebene Zahnradvorgelege, die in Schweinfurt und

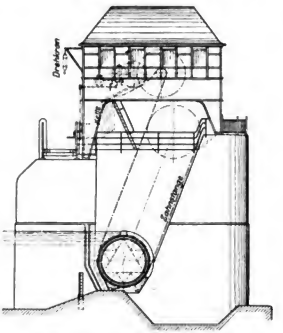


Abb. 625. Neckarwehr bei Poppenweiler. Maßstab 1:250.

Abb. 626. Walzenwehr Poppenweiler. Blick vom rechten Landanschluß auf den Mittelpfeiler. (Walzen gelüftet.)

Digitized by Google

anderwärts offen, neuerdings gern in sehr gefälliger Weise überbaut aufgestellt sind (Abb. 127, 626, 625). Die in Schweinfurt (Abb. 128) noch zur Erzielung größerer Übersetzung verwendete Kettenübersetzung ist bei den neuen Ausführungen im Zusammenhang mit dem Ersatz der Zugseile durch Gelenkketten aufgegeben, um so ein vielgliedriges und daher weniger sicheres Element aus dem Getriebe, das so bedeutende Lasten (Poppenweiler: eine Walze = 67 t) in jeder Lage zu halten hat, auszuschalten. Aus Rücksicht auf diesen für die Betriebssicherheit sehr wesentlichen Punkt hat man neuerdings, gerade bei Poppenweiler, eine Entlastungsklinke angeordnet, durch die der Verschlußkörper in höchster Stellung festgehakt und die Zugkette für Nachschau freigegeben werden kann (Abb. 626). Es würde sich sehr empfehlen, noch einen Schritt weiter zu

Abb. 626a. Poppenweiler. Unterwasserblick der Wasserfassung.

gehen und es so einzurichten, daß in jeder Stellung zur Entlastung der Windwerke auch die Kette eingehakt werden kann, da die Sicherheit des Betriebs und der Oberlieger nicht dauernd von der Zuverlässigkeit irgendeines kleinen Bestandteils der Windwerke abhängig gemacht werden sollte. In Poppenweiler ist es beispielsweise (Januar 1910) vorgekommen, daß ein Lagerdeckel des Getriebes brach; die Walze fiel dabei herab, teilweise aus den Zahnstangen, und da der Unfall zum Unglück gerade noch bei ablaufendem Hochwasser eintrat, entstand eine kleine Überschwemmung im Oberwasser.

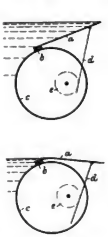


Abb. 627.

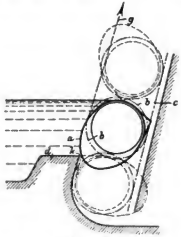


Abb. 628.

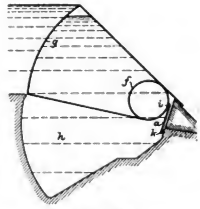


Abb. 629.

Abb. 627 bis 629. Weiterbildungsvorschläge (Patente Brückenbau Gustavsburg) für Walzenwehre.

Zur Erhöhung der Betriebssicherheit ist in Poppenweiler noch die Vorkehrung getroffen, daß im Notfall, beim Versagen eines Windwerks, die betreffende Walze auch vom andern, auf dem gemeinsamen Mittelpfeiler untergebrachten, angetrieben werden kann. Selbstverständlich ist auch Handantrieb (mit 6 Doppelkurbeln) vorgesehen, mit dem die Walze innerhalb $4^1/_2$ Stunden 60 cm über das höchste Hochwasser, das ist im ganzen um 7,84 m (senkrecht gemessen) gehoben werden kann, während die getrennt vorgesehenen beiden 10pferdigen Motoren hierzu für beide Walzen nur $^1/_6$ der Zeit: $^3/_4$ Stunden, brauchen.

Digitized by Google

D. Die Zwischen- und Unterbauten der beweglichen Wehre.

Die Eigenart der verschiedenen beweglichen Wehrformen bedingt einige besondere Beanspruchungen für die Unter- und Zwischenbauten dieser Stauwerke, die noch kurz hervorgehoben werden sollen.

Zwischenpfeiler. Die Zwischenpfeiler der großen Schützen- oder Walzen- usw. Verschlüsse sind als Ganzes in leicht zu übersehender Weise statisch beansprucht. Da es immer erwünscht sein wird, die Breite der Einbauten möglichst einzuschränken, wird man hier lieber das (Beton- oder Bruchstein-) Mauerwerk etwas sorgfältiger ausführen, um entsprechend höhere Pressungen zulassen zu können.

Die Eisenbetonbauweise bietet für gewisse Verschlußarten, namentlich für Segment- und mittlere Schützenwehre sehr vorteilhafte Möglichkeiten zur Ausbildung schlankster Formen (vgl. den Hochwasserüberfall Freiburg: Abb. 614, die Grundablässe von Bellefontaine: Abb. 532, München: Abb. 280/82). Daß indessen nicht nur rein statische Belastungen für Strompfeiler in Betracht zu ziehen sind, sondern auch seitliche Stöße durch treibendes Holz, Eis, Fahrzeuge usw., oder ungleiche seitliche Pressungen — bei Eisstopfungen, darf nicht außer acht gelassen werden; doch bietet gerade wieder die Eisenbetonbauweise sehr bequeme Möglichkeiten, die Widerstandsfähigkeit des einzelnen Pfeilers durch seitliche Versteifung, mittels des Wehrsteges, gegen die übrigen zu erhöhen (Tuilière: Abb. 572/77; Wisconsinwehr: Abb. 600/603; Peggau: Abb. 597/99).

Schwieriger gestaltet sich die Verfolgung des Weges, auf dem die von den Verschlußteilen her übertragenen oft sehr bedeutenden Wasserdrücke auf das Mauerwerk des Pfeiler übergeleitet und verteilt werden. Sicher treten hier beträchtliche Scherspannungen auf, die, namentlich bei den älteren, statisch unbestimmten Walzenlagern der großen Stoneyschützen gelegentlich das mit Sicherheit zulässige Maß überschritten haben mögen, wenn auch nicht gerade Zerstörungen aufgetreten sind. Die nächste Folge dieser Einsicht ist die Anordnung reichlich tiefer Lagernischen (Abb. 573/74), die dann aber wieder die Einheitlichkeit des Pfeilerkörpers in Frage stellt. Dagegen kann freilich durch Anordnung von Eiseneinlagen in den dünnen (statisch als „Steg" beanspruchten) Zwischenwänden einigermaßen Vorsorge getroffen werden (Walzenwehr Poppenweiler hat 1 m starke Eisenbetonzwischenwände). Hier empfiehlt sich bei größeren Schützabmessungen u. U. als eine sehr wirksame Auskunft der Vorschlag von Eggenschwyler, die Schützdrücke durch schräge Lageranordnungen nach der Pfeilermitte zu leiten (S. 816). Für viele Fälle wird es schon genügen, eine kräftige Bewehrung mit eingelegten Eisenträgern anzubringen, ähnlich wie bei den Wehrköpfen der Pfeiler von Tuilière (Abb. 574). (Nur wäre dabei festzustellen, daß es zweckmäßiger ist, die Mehrzahl der Eisen wagrecht über die volle Pfeilerbreite durchgehend anzulegen, statt ausschließlich senkrecht, wie es dort geschehen.)

Eine wichtige Frage ist schließlich der Oberflächenschutz der Pfeiler. Als stauende Einbauten sind diese meist an Kopf und Flanken bei Hochwasser und Eisgang sehr heftigen Dauerangriffen ausgesetzt, denen ein bloß mit Glattstrich verkleideter Betonpfeiler unter strengen Verhältnissen auf die Länge nicht gewachsen ist: im Interesse der Dauerhaftigkeit wird man sich daher hier oft zur Anwendung der freilich kostspieligen Quaderverkleidungen aus harten, dauerhaften Steinen entschließen, wenigstens für die am meisten gefährdeten Stellen: Pfeilerkopf, Nischenkanten usw. Für die über Hochwasser aufgehenden Teile der Pfeiler wird man die vielleicht weiterzuholenden Natursteine vielfach mit Vorteil durch Kunststeine ersetzen, die bei der Ausführung hoher Pfeiler vor der Vollbetonierung den Vorteil bieten: gleichzeitig als Schalung für die Hinterfüllung mit Beton dienen zu können.

Besondere Wichtigkeit kommt der Frage des Oberflächenschutzes noch, außer am Pfeiler, an der **Wehrschwelle** und dem anschließenden **Abschußboden** zu. Die Beanspruchungen dieser Teile sind bei den beweglichen Wehren oft ganz erheblich größer als bei festen Überfallwehren von gleicher Stauhöhe: in der Regel wird die hydraulische Leistung, die sekundliche Wassermenge auf den Breitenmeter, die Überfallstrahlstärke beim beweglichen Wehr größer gewählt, und dazu kommt bei allen Hubverschlüssen, daß der Durchfluß bei nur teilweise geöffnetem Wehre sich unter besonders ungünstigen Verhältnissen vollzieht.

Digitized by Google

Es tritt nämlich bei jeder Lüftung, beispielsweise einer Stoneyschütze, eine sogleich dem vollen Staugefälle (h) entsprechende Geschwindigkeit ($0{,}95 \cdot \sqrt{2\,g\,h}$) unter der Schützenkante auf, während bei einer Senkschütze die Wassergeschwindigkeit nur allmählich mit der zunehmenden Eintauchung des Verschlusses wächst, dabei aber nie so hoch anwachsen kann, weil bei größerer Schützenverstellung, also stärkerem Hochwasser, ja auch in der Regel das Staugefälle entsprechend vermindert sein wird. Besonders ungünstig ist es daneben, daß die heftige Wasserströmung unter den Hubschützen wagrecht gerichtet ist: das unter starkem Druck austretende Wasser würde also frei über einen etwa wagrecht angelegten Unterboden hinschießen und sich jedenfalls erst sehr weit vom Wehr entfernt und erst, nachdem sein Arbeitsvermögen in gefährlichen Rand-Kolken vor dem befestigten Bett ausgetobt hätte, einigermaßen beruhigen. Dem vorzubeugen ist es in erster Linie nötig, ein ausreichendes Wasserpolster vorzulegen (vgl. S. 778), einmal, um die mit Holz oder Mauerwerk gefütterte Unterwasserpritsche durch eine kräftige Wasserschicht vor der unmittelbaren Berührung und der abschleifenden und -schälenden Wirkung des Wasserschusses zu schützen und zugleich um diesen Schuß selbst an der untern Abschlußschwelle des Beruhigungsbeckens sich brechen zu lassen (vgl. Poppenweiler, Abb. 624/26). Auf die Schaffung eines solchen künstlichen Kolkes kann man höchstens dort verzichten, wo das Wehr auf zusammenhängendem Fels gegründet ist: wenn sich hier unterhalb eines glatten Abschußbodens (wie ihn Tuilière und Augst-Wyhlen haben, Abb. 572 und 581) mit der Zeit ein natürlicher Kolk im oberen, loseren Felsen bildet, hat das nicht viel zu sagen, solange nicht der wichtige untere Abfangsporn unternagt werden kann.

Auf alle Fälle tut man gut, den Boden, auch eines Wasserkissens, mit harten Steinen dauerhaft zu verkleiden; ganz besonders gilt das von der Wehrschwelle, die dem schärfsten Angriff ausgesetzt ist und die deshalb in der Schlußfuge in der Regel mit Gußeisen- oder Stahlplatten bekleidet wird, um dauerhaft gute Abdichtung bieten zu können. Verkleidung des Abschußbodens mit auswechselbaren Holzbohlen ist bei sachgemäßer Ausführung (wie in Chèvres angelegt: S. 783) recht wohl brauchbar; bei Anlagen von geringer und mittlerer Größe darf daher die große Wohlfeilheit dieser Ausführung (einschließlich eiserner Halteträger etwa: 10 bis 12 M/qm) schon ihre Verwendung begründen.

Bei so gewaltigen und so teuren Anlagen, wie sie die neuen großen Schützenwehre (Tuilière, Laufenburg, Augst-Wyhlen vorstellen, fallen dagegen einige hunderttausend Mark Mehrkosten, wie sie ein massiver Belag aus verankerten Granitquadern verlangt, im Verhältnis weniger ins Gewicht, als die geringe Sicherheit und die Unannehmlichkeiten, die man im Laufe der Zeit mit der häufig wiederkehrenden Auswechselung schadhafter Belaghölzer haben würde; so kann man es nicht als Verschwendung bezeichnen, wenn man bei den großen Werken am Oberrhein bei der dortigen schweren Geschiebeführung die kostspielige Steinverkleidung auf volle Länge des Abschußbodens gewählt hat.

Die Schwierigkeiten, mit erträglichen Aufwendungen einen genügenden Schutz der Wehrschwelle gegen die Wasserströmung zu schaffen, haben in neuerer Zeit dahin geführt, daß man verschiedene Versuche gemacht hat, die in dieser Hinsicht besonders auffallenden Vorzüge der versenkbaren Verschlüsse auch den großen Hubschützen, -Walzen usw. anzueignen: Hier sind zu nennen die Eis- und Regulierklappen (S. 813, 846), die unter anderem das besonders schädliche Lüften bei kleinem und mittlerem Unterwasserstand entbehrlich machen können und als ausgesprochenste und zukunftsreichste Form: die der Höhe nach zweiteiligen Schützen von Laufenburg (S. 811).

Hier sollen die 5 bzw. 7,5 m hohen unteren Tafeln, außer bei großen Hochwassern, im allgemeinen nicht gegogen werden. Überdies ist noch die ganze, etwa 8 m breite Wehrschwelle mit 3 cm dicken Gußstahlplatten verkleidet. Deren Notwendigkeit erhellt daraus, daß schon in der Bauzeit, bei ganz offenen Wehröffnungen in einem Jahr unverkleidete Granitquader um 10 mm ausgeschliffen wurden.

E. Wehrbetrieb.

1. Antriebsmittel und Kraftübertragung.

Die Betriebseinrichtungen der beweglichen Wehre, die ja in den vorausgegangenen Beschreibungen schon gelegentlich mit erwähnt sind, sollen jetzt noch kurz zusammenfassend für sich überblickt werden.

Handantrieb. Der Handantrieb ist bei den neueren Wehrausführungen, namentlich bei Wasserkraftelektrizitätswerken, wo die Stromerzeugungsanlagen ohnedies

Digitized by Google

vorhanden und oft noch schlecht ausgenutzt sind, immer mehr vom elektrischen Motorantrieb in die, allerdings wichtige, Rolle des Notantriebs verdrängt worden. Dies nicht nur bei großen Wehren, wo allein schon die Forderung der Schnelligkeit und der Aufwendung großer Kräfte dieses Ergebnis als unbedingt notwendig erscheinen lassen, sondern auch bei kleinen, wie beispielsweise Beßwitz (S. 382) u. a. Die große Erleichterung, die Elementarkraftantrieb für die Bedienungsmannschaft bietet, die größere Sicherheit für Fälle, wo vorhergegangene Sorglosigkeit ungewöhnliche Eile verlangt, bei einigermaßen bedeutenden Abmessungen auch die Ersparnis an Bedienungsmannschaft, machen dies auch hier ohne weiteres verständlich.

Elektrischer Antrieb. Zum elektrischen Antrieb wird gewöhnlich, trotz der Vorzüge des Gleichstrommotors (einfache, wirtschaftliche Drehzahlregulierung, hohe Anzugskraft) der Drehstrommotor bevorzugt, aus dem einfachen Grunde, weil die Zentrale Drehstrom liefert und man dabei mit Aufstellung eines kleinen, wenig Wartung erfordernden, betriebssicheren Spannungswandlers an Stelle eines laufenden Umformers auskommt. Außerdem ist die Unempfindlichkeit des Drehstrommotors gegen Verschmutzung wichtig.

Vorteilhaft ist der elektrische Antrieb, weil er in der Anlage nicht sehr teuer, die Zuleitung einfach und billig herzustellen, und wie erwähnt, die Kraft fast umsonst zu haben ist. Ferner gestattet er, wenn erwünscht, mit einfachen Mitteln eine Fernbedienung; solche ist beispielsweise eingerichtet: im Tippecanoewerk (S. 833), über das überströmte steglose Wehr hinweg, in München-Süd, über rd. 3 km (S. 473), in Poppenweiler (Walzen) über 2 km.

Unvorteilhaft ist am elektrischen Betrieb die hohe Drehzahl der Motoren, die große Übersetzungen verlangt (Tuilière, Poppenweiler!), die Empfindlichkeit der Isolierung der den Witterungseinflüssen ausgesetzten Leitungen und Motoren, die bei Spannungen von 220 Volt, wie sie meist verwendet werden, immerhin noch nicht ganz ausgeschlossene Lebensgefährlichkeit, endlich, bei Strombezug ab eigenem Niederdruckwerk, in vielen Fällen die mißliche Tatsache, daß die Kraft gerade dann, wenn man sie braucht, bei Hochwasser, knapp ist oder ganz fehlt.

Letzterer Umstand, ebenso wie die Störungsmöglichkeit einer längeren Fernleitung, spricht übrigens weniger gegen den elektrischen Antrieb an sich, als gegen den Strombezug aus eigener Zentrale, bzw. aus einem fremden entlegenen Kraftwerk.

Daher findet man neuerdings vielfach bei größeren Wehranlagen eigene kleine Stromerzeugungsanlagen. Diese können entweder mit ins Wehr eingebauten Turbinen betrieben werden (wie in Obristvi), womit aber noch nicht viel gewonnen ist, oder aber sie werden mit Wärmemotoren betrieben, was in der Anlage und im Betrieb hier kaum mehr kostet, namentlich wenn die Fernleitung nicht an sich ganz in der Nähe vorbeiläuft. Dafür bietet aber diese Anordnung eine ganz bedeutend größere Betriebssicherheit, die in diesem Falle an allererster Stelle berücksichtigt werden muß. Solche Anlagen sind beispielsweise vorhanden: am St. Andrews-Rapids-Wehr (Dampfmaschine 40 KW mit Drehstrom-Gleichstromumformer, gleichzeitig für Reparaturwerkstätte ausgenutzt), ferner am Albulawehr (S. 909), am Sillwehr der Stadt Innsbruck bei Matrei (Benzinmotoren mit Gleichstromerzeuger) und vielen andern. Gleichstrom wird in derartigen Fällen, wo ja die Wahl frei steht, aus bereits erwähnten Gründen bevorzugt.

Hydraulischer Antrieb. Die erwähnten Nachteile des elektrischen Antriebs, namentlich die Vielgliedrigkeit der damit verbundenen mechanischen Aufzüge haben neuerdings mehrfach zur Wahl eines hydraulischen Antriebs geführt. Man muß dabei unterscheiden zwischen:

1. Hydraulischer Übertragung der irgendwie erzeugten Betriebskraft zum Betrieb mechanischer Aufzüge (Beispiel: Königgrätz, S. 838).
2. Übertragung und unmittelbare Kraftleistung mit hydraulischem Betriebsmittel (Albulawerk Stollenabschluß, S. 909).
3. Natürlicher hydraulischer Antrieb unter Benutzung des Wehrgefälles, ohne vorherige Umwandlung (Lockport-Hemelingen S. 838).

Anordnung 1 ist in Königgrätz in der Weise durchgeführt, daß vom Wehrgefälle betriebene Turbinen Drehstrom erzeugen, der im allgemeinen zur Versorgung der Stadt Königgrätz

Digitized by Google

mit Licht und Kraft verteilt wird und bei Bedarf nebenher die Motoren der beim Wehr aufgestellten als „Generatoren" arbeitenden Sylvestry-Hydromotoren (Kapselpumpen) antreibt. Diese liefern das Drucköl für die auf dem Mittelpfeiler aufgestellten „Hydromotoren", welche endlich die Vorgelege des Schützenaufzugs antreiben. Als Vorteil dieser Anordnung wird die Unempfindlichkeit gegen Feuchtigkeit, Gefahrlosigkeit und die wertvolle Eigenschaft der Motoren bezeichnet: sich an jede noch so niedrige Drehzahl anzupassen, bei stetigem Übergang von höheren zu niederen und umgekehrt, wodurch eine Verkleinerung und Vereinfachung der Übersetzungen ermöglicht wurde.

Die Anordnung, an deren Bewährung kaum zu zweifeln ist, bildet in rein technischer Beziehung jedenfalls eine wertvolle Bereicherung der Ausführungsformen, und auch in wirtschaftlicher Beziehung wird sie kaum ungünstiger zu beurteilen sein als der elektrische Antrieb, denn das Verhältnis der Kosten des maschinellen Teiles zu denen des Verschlußkörpers (51 000 zu 55 000 M.) ist nicht so viel größer als bei anderen elektrisch betriebenen Segmentwehren (vgl. Tab. 6, O. Z. 23., 24,).

Die zweite Art des hydraulischen Antriebs war anfänglich für die große Laufenburger Stauanlage vorgesehen, ist aber später doch, wohl der hohen Anlagekosten halber, durch elektrischen Windenantrieb ersetzt worden. Hier sollte die im Turbinengebäude am Landpfeiler, durch Drehstromantrieb gepreßte Betriebsflüssigkeit unmittelbar, durch Betätigung von Hubkolben in hohen auf die Pfeiler aufgesetzten Zylindern die Bewegung der Tore bewirken. Man hatte sich eine Zeitlang für diese Anordnung entschieden, weil es kaum möglich schien, mechanische Triebwerke bei den gegebenen gewaltigen Hubwiderständen (rd. 200 t auf jeden Zylinder) betriebssicher herzustellen. Die Maschinenfabriken haben sich aber inzwischen mit dieser schwierigen Aufgabe, allem Anschein nach, gut abgefunden, denn außer in Laufenburg hat man auch in Augst-Wyhlen (S. 813) den mechanischen Windenaufzug (beide Male mit elektrischem Antrieb) übernommen.

Von ausgeführten unmittelbar-hydraulischen Schützenantrieben wäre, neben den aus ganz besondern Gründen — als unter Wasser arbeitende Verschlüsse nämlich — damit ausgerüsteten Abschlüssen des Albulastollens (S. 909), ein kleines Schützenwehr (Grundablaß eines festen Wehres) bei Granit Reef zu nennen, das vom United States Reclamation Service ums Jahr 1908 ausgeführt worden ist[1]) (Abb. 630).

Die Arbeitszylinder (für jede der 13 t schweren Schützen einer) sind hier an einem Landpfeiler untergebracht und heben durch mehrfach umgelenkte Ketten.

Dadurch, daß man die Hubstange nach oben als steilgängige Schraube weiter und durch eine nach Belieben festzustellende drehbare Tragmutter hindurch führte (vgl. die Quellen[1]), gewann man die wertvolle Möglichkeit, bei jeder Stellung der Schützen den Druckzylinder zu entlasten. Die Betriebsflüssigkeit, Wasser, wird mit 50 atm Druck von einer kleinen Pumpe mit Benzinmotorenantrieb geliefert. Die eigenartige Lösung hat den unverkennbaren Vorteil, daß sie Krafterzeugung und Bedienung der Aufzüge in einfachster Weise zusammenlegt und die ganze maschinelle Anlage überdies vor Wetter und Frost geschützt unter Dach bringt. Dabei sind alle Teile massig, einfach und auch in der Anlage kaum teurer als etwa ein elektrischer Aufzug mit Windensteg und Zahnradvorgelegen. Nur freilich würden sich beim Versuch einer Übertragung auf größere Verhältnisse wohl Schwierigkeiten aus den mehrfachen Umlenkungen (Zapfendrücke) ergeben.

Die dritte hydraulische Antriebsart, unmittelbare Anwendung des Staudruckes, ist an bestimmte Verschlußarten gebunden. Sie ist wohl zuerst an den White'schen Bärenfallen (S. 829), dann am Desfontaineschen Trommelwehr und seinen Abkömmlingen (S. 826), endlich, im größten Stil, beim Lockporter und Hemelinger Segmentverschluß (S. 838) benutzt worden und ist hier von ausgezeichneter Wirkung, höchster Einfachheit, Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit, da ein Versagen der Kraft bei steigendem Unterwasser selbsttätig auf Umlegen des Verschlusses hin wirkt. Andere, auch für Schützenhub anwendbare Formen dieser Antriebsweise sind wohl bisher nur an Schiffschleusen angewendet bzw. für solche vorgeschlagen worden. Hier sind zu nennen: die Hotoppschen Schwimmkasten an den Toren des Elbe-Trave-Kanals[2]), der Tolkmittsche Floßgassenverschluß in Steinbusch a. Drage (S. 532), die Nyholmschen Scheiben-Kolben-

[1]) Eng. News 7. I. 1909, auch G. C., Bd. 54, Nr. 18.
[2]) Elbe-Trave-Kanal, S. 58 ff.

Digitized by Google

antriebe der neuen Weserschleuse bei Hemelingen[1]), das Rödersche Schwimmschützenwehr bei Lengers a. d. Werra[2]) (S. 817) und manche andere.

Diese, im einzelnen vielleicht noch mancher Verbesserung fähigen Antriebesysteme, ließen sich, soweit es nicht schon der Fall war, auch vielfach bei Wehrverschlüssen mit Vorteil anwenden. Mit der Lockportbauart haben sie in vielen Fällen die eben hervorgehobenen Vorzüge gemein: Einfachheit, Billigkeit, Wirtschaftlichkeit und, wenn nicht ausnahmsweise Umlegen des Wehrs mit steigendem Unterwasser unzulässig ist, auch: Betriebssicherheit.

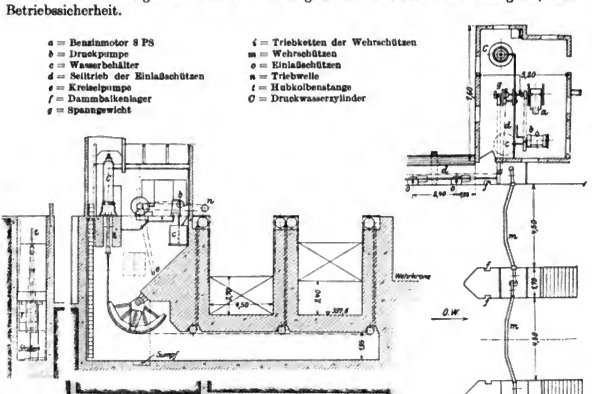


Abb. 630. Schützenwehr und Kanaleinlaß mit Druckwasserbetrieb bei Granit Reef. Maßstab 1 : 300. (Eng. News 1909.)

2. Selbsttätige Wehrverschlüsse.

Eine besonders vorteilhafte Eigenschaft der unmittelbar wirkenden hydraulischen Antriebe ist es, daß sie sich oft leicht zu selbsttätiger Wirkungsweise bringen lassen, derart, daß die Bewegung des Wehrverschlusses irgendeine beliebige Vorschrift erfüllt. Beispielsweise, der häufigste Fall: den Stauspiegel so lange als möglich bei wachsender Wasserführung unverändert fest zu halten, oder, eine namentlich für Bewässerungsanlagen, aber auch für Ausgleichweiher wertvolle Eigenschaft: bei jedem beliebigen Oberwasserstau stets nur ein und dieselbe Wassermenge durchzulassen (Stauregler und Durchlaßregler). Sehr groß ist bereits die Zahl der für solche Zwecke benutzten bzw. vorgeschlagenen Ausführungsformen, und es können hier nur die praktisch bewährten, namentlich neueren, Anwendungen besprochen werden[3]).

[1]) D. Bztg. 1910, S. 376 und C. d. B. v. 18. X. 1911.
[2]) Glückauf 1906, Nr. 30.
[3]) Eine Zusammenstellung hauptsächlich älterer Formen gibt der lesenswerte Aufsatz von Ingenieur Edoardo Gregotti-Mortara: Contributo Allo Studio degli apparecchi Autolivellatori dei Canali, Turin 1905, Società Editoria Politecnica; vgl. Nouv. Ann. d. l. Constr., Märzheft 1910; Annales des Travaux publics de Belgique, Oktoberheft 1909.

Digitized by Google

Abflußregler.

Abflußregler können dort nützlich sein, wo z. B. durch Genehmigungsbescheid die Auflage gemacht ist, ständig eine gewisse Mindestwassermenge in den, vom Triebwasser etwa in längerem Seitenkanal umgangenen Flußlauf abzulassen. Dies namentlich auch dort, wo das zufließende Betriebswasser ober dem Wehr aufgespeichert wird, wo also die Stauhaltung als Ausgleichsweiher benutzt wird. (Die Ausgleichsweiher im engeren Sinne sind ein ganz besonders fruchtbares Anwendungsfeld der Abflußregler.)

Die selbsttätige Einstellung des Verschlusses derart, daß er bei jedem, beweglich zu denkenden, Oberwasserstand immer dieselbe Wassermenge durchläßt, wäre für größere Abschlüsse und Wassermengen etwa durch Einschaltung eines Schaltkontaktes zu lösen. Dieser müßte durch einen ins Unterwasser eingesetzten Schwimmer im einen oder andern Sinne umgerückt werden, je nachdem zu großer oder zu kleiner Wasserdurchfluß durch ein entsprechendes Steigen oder Sinken des Unterwassers angezeigt wird. Derartige Vorrichtungen, („Relais") sind zu andern Zwecken (zum Beispiel bei Hemelingen, S. 838) schon ausgeführt, so daß an der Brauchbarkeit nicht zu zweifeln ist.

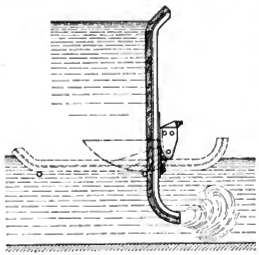


Abb. 631. Büchlerscher Durchflußregler.

Für nicht gar zu große Wassermengen und Stauhöhen bietet indes eine unmittelbare hydraulisch gesteuerte Klappe nach Entwurf von Ingenieur Büchler (Abb. 631) den Vorzug der höheren Einfachheit und größten Betriebssicherheit.

Die Klappe ist hier annähernd im untern Drittelpunkt gegen eine Abwälzbahn gelegt, deren Krümmung im Verein mit der oberen Abbiegung der Klappenfläche so berechnet ist, daß beim Absinken des Oberwassers unter das Stauziel die Drucklinie ständig weiter nach unten rückt (unter gleichzeitiger Schwenkung des Pfeilsinnes nach oben). Die Klappe dreht sich dabei auf und stellt, bei angemessener Formgebung am unteren Klappenrand, die Auslauföffnung ständig so ein, daß trotz des Absinkens der Druckhöhe und Durchflußgeschwindigkeit doch das Produkt „$v \cdot F$ = sekundl. Wassermenge" unverändert bleibt. Wenn der Ausfluß rückstaufrei stattfinden kann, darf die Walzfläche auch durch die konstruktiv bequemere feste Welle ersetzt werden.

Zweifellos können derartige Verschlüsse in vielen Fällen durch Sicherstellung der verlangten Abflußregulierung unabhängig von der Achtsamkeit der Bedienungsmannschaft bzw. durch Ersparnis solcher in wirtschaftlicher und namentlich auch in wasserrechtlicher Hinsicht (Unterlieger!) sehr wertvoll wirken, z. B. bei Ausgleichsweihern im Unterwasser.

Stauregler.

Eine möglichst genaue und engbegrenzte Festhaltung des Stauspiegels ist für alle Stauwerke an intensiv ausgenutzten Wasserläufen — und wo, in Europa mindestens, wird das binnen weniger Jahrzehnte nicht der Fall sein? — eine Forderung von der allergrößten und vielseitigsten Bedeutung.

Die Ursachen der Stauspiegelschwankungen — zunächst gesagt — sind entweder Schwankungen des Verbrauchs oder solche des Wasserzuflusses, und diese letzteren wieder können veranlaßt sein durch schwankenden Verbrauch und schlechte Abflußregulierung beim Oberlieger („Spannen des Wassers") oder durch Veränderungen der natürlichen Wasserführung (Schwellwasser). Die Häufigkeit und Bedeutung der Schwankungen im Wasserverbrauch ist heute bei der vorwiegend elektrischen Ausnutzung der Wasserkräfte mit ihrem oft sehr unruhigen Betrieb noch erheblich größer als etwa bei den alten nur in größeren Pausen unterbrechenden Mühlenwerken, die dabei umgekehrt gegen Wassermangel durch zeitweises Spannen vom Oberlieger oder Einstau vom Unterlieger her nicht

Digitized by Google

immer in dem Maße empfindlich waren, wie ein für Überlandversorgung arbeitendes Elektrizitätswerk.

Fehlt es unter solchen Betriebsverhältnissen an einer schnell eingreifenden und sorgfältigen Regulierung, so tritt bei einer Entlastung des Elektrizitätswerks notwendig ein Überstau ein, so lange, bis das überschüssige Wasser voll über den Rücken eines etwa vorhandenen festen Wehres oder die Oberkante der Schützen fällt. Dabei kann zwar das wassergesetzlich verbotene Überstauen des Merkpfahles dadurch verhindert werden, daß man die Wehrkrone bzw. Schützenoberkante von vornherein tiefer als Stauziel anlegt, aber auf keinen Fall kann die dabei gleichzeitig gegebene Verzögerung des Wasserabflusses verhindert werden; denn, um über die Krone in genügender Strahlstärke fallen zu können, muß das Wasser erst in der Stauhaltung den dieser Strahlstärke entsprechenden Raum ausfüllen. Dieser Vorgang macht sich beim Unterlieger natürlich in einem zeitweiligen Ausbleiben bzw. Nachlassen des Zuflusses um so unangenehmer fühlbar, je breiter und länger der eingestaute Oberkanal ist. Es ist ja eine nur zu sehr landläufige Tatsache, daß diese Verhältnisse allenthalben Gegenstand der langwierigsten und schwierigsten Prozesse und Streitigkeiten abgegeben haben und noch geben.

Neben dieser sozusagen angeborenen schlechten Regulierfähigkeit hat aber das feste Wehr, um bei diesem zunächst zu bleiben, auch hochwassergefährliche Eigenschaften. Abgesehen davon, daß es (vgl. S. 139) mit Rücksicht auf Angrenzer meist nur mäßige Stauhöhen zulassen würde, bietet es auch, namentlich in den weniger vollkommenen alten Formen (Steinkastenwehre, Steindämme) in Flüssen mit schwerem Eisgang oder groben Hochwassermitbringseln leicht ein zu großes Abflußhindernis.

Aus der Beobachtung all dieser Mängel sind die altbekannten primitiven Wehraufsätze entstanden (vgl. Abb. 557), die bei Niederwasser eine möglichst vollkommene Gefällsausnutzung, dabei aber doch genügende Sicherheit gegen Hochwasser geben sollten. — Eine Feinregulierung des Abflusses war bei ihnen natürlich ausgeschlossen und eine solche wurde auch nur in mangelhafter Weise erreicht mit dem nächsten Glied der Entwicklung, den eingebauten Leerschützen oder den vollständig beweglichen, aber noch schwerfälligen alten hölzernen Ständerwehren, die zudem (vgl. S. 799), nur allzu oft mit ihren sperrigen Konstruktionen sich als sehr hochwassergefährlich erwiesen.

Wenn diese Mängel auch bei den neuzeitlichen beweglichen Wehren mit weiten Öffnungen und sorgfältig durchgebildetem, vielleicht gar elektrischem Antrieb, beseitigt sind, so blieb doch noch das vielerorts unangenehm empfundene Bedürfnis einer ständigen Wartung. — Beispielsweise hat Beznau bei guter Wasserführung ständig zwei Mann auf der Dienstbrücke mit Regulieren des Abflusses beschäftigt — und bei alledem bleibt man noch ganz auf die Zuverlässigkeit und Geschicklichkeit der Mannschaft angewiesen, die selbst beim besten Willen den Schwankungen des Wasserspiegels nie so exakt und rasch nachkommt, wie es ein gut eingerichteter Selbstreglerverschluß tun würde.

Selbst-Auslöser.

Die ältesten Bestrebungen zur Schaffung selbsttätiger Wehrverschlüsse beschränkten sich darauf, Einrichtungen zu schaffen, die bei unvermutet anlaufendem Hochwasser selbsttätig umfallen oder doch wenigstens nur durch einen einfachen Handgriff ohne weitere menschliche Arbeitsleistung zum Umfallen gebracht werden sollten. —

Einen Stauaufsatz dieser letzteren, halb-selbsttätigen Art zeigt Abb. 632: Gegen eiserne Böcke, die in gleichen Abständen über die Wehrschwelle verteilt sind, lehnen sich einzelne Staubretter. Dabei liegt aber jedes einzelne Brett nur auf einem einzigen Bock unmittelbar auf, das andere Brettende wird lediglich von dem überstehenden Teil des benachbarten Brettes gehalten (die Bretter liegen also ziegelartig übereinander. Das äußerste Brett auf der einen Landseite (in der Abbildung das vorderste) wird durch einen an drehbarer senkrechter Welle befestigten Daumen verhindert, gegen das Unterwasser auszuschnappen: denn dazu hat es, trotz des vom Nachbarbrett nach dem Hebelgesetz übertragenen Staudruckes auf sein kurzes überstehendes Ende, Neigung. Wird dieses erste Brett durch Aufdrehen der Daumenwelle ausgelöst, so schlägt es nach dem Unterwasser zu aus, drückt dabei zunächst das benachbarte etwas ins Oberwasser zurück, worauf dieses alsbald an dem überstehenden Ende des ersten Brettes vorbeigleitet, den Halt verliert,

Digitized by Google

seinerseits ausschwenkt und in der gleichen Weise nun das nächstfolgende Brett auslöst usf. Die einzelnen Staubretter sind gegen Abschwimmen durch Ketten gesichert.

Die Einrichtung, die man auch leicht durch Verbindung eines Schwimmers mit dem landseitigen Haltedaumen zum selbsttätigen Auslösen bringen könnte, hat sich an zahlreichen Wehren im Badischen Schwarzwald recht gut bewährt. Doch muß auf folgende nicht unbedeutende Mängel hingewiesen werden: mangelhafte Wasserdichtigkeit, Anwesenheit der zahlreichen im Hochwasserquerschnitt verbleibenden sperrigen Böcke, großer Verschleiß.

Eine andere, gleich primitive Ausführungsform zeigt Abb. 557. Hier sind die an eisernen Haltestangen aufgehängten und die Stauklappen stützenden Holzriegel so schwach bemessen, daß sie bei Überschreitung des Stauziels überlastet werden und brechen.

Abb. 632. Alter halb-selbsttätiger Staubretteraufsatz bei Wolfach in der Kinzig.

Eine eher den neuzeitlichen Anforderungen an Betriebssicherheit und Dauerhaftigkeit entsprechende Ausführung ist das Beznerwehr (Abb. 606). Bei ihm wird die Auslösung der die Stützklappe durch Zugseile haltenden Zugstange durch einen im Landpfeiler untergebrachten Schwimmer bewirkt (vgl. S. 829).

Eine andere durch Einfachheit der Bauweise ausgezeichnete selbstauslösende Hochwasserschutzklappe ist neuerdings nach dem Entwurf von Oberbauinspektor Bär bei Schnellingen in der Kinzig ausgeführt worden (Abb. 633 und 634). Die Stauwand ist hier in eine untere Stauklappe und eine darübersitzende kleinere Stützklappe aufgelöst. Die Streben der Stützklappe, die um ein besonderes Lager ausschwingen, stützen die Streben der Stauklappe vermittelst einer unter einem ganz bestimmten Winkel abgehobelten Nase. Bei Überschreitung des gewöhnlichen Stauziels um etwa 20 cm wird die Reibung der Stützknase überwunden und beide Klappen, die Stützklappe voran, legen sich um. Die Anordnung hat sich während mehrerer Hochwasser, allerdings bisher nur in einjährigem Betrieb, bestens bewährt. Wegen ihrer sehr einfachen und billigen Herstellungsweise kann sie für den Zweck des ausschließlichen Hochwasserschutzes, für kleine Verhältnisse und nicht zu schwierigen Geschiebegang wohl empfohlen werden.

Stetige Regler.

Mehrseitig verwendbar und wertvoller sind natürlich die neueren Formen, die eine stetige Regelung der Wehröffnung ermöglichen und nicht einmal zur Wiederaufrichtung der einmal umgelegten Klappen Nachhilfe von Hand verlangen. In technischer Beziehung lassen sich die hierfür vorgeschlagenen Ausführungsformen einteilen in mittelbar und unmittelbar gesteuerte.

Mittelbar gesteuerte Selbstregler. Für mittelbare Selbststeuerung, d. h. Steuerung durch Übertragung der Bewegung eines Schwimmers auf eine relaisartige Antriebvorrichtung, lassen sich im Grund alle Arten von Wehrverschlüssen einrichten. Abb. 635 zeigt eine einfach mechanisch wirkende Vorrichtung dieser Art, wo der in einem Tantalus-

Digitized by Google

gefäß durch verschieden starken Überlauf von Oberwasser her bewegte Schwimmer ein Laufgewicht betätigt, dessen Stellung die Öffnung einer „oben" aufgehängten Klappe beeinflußt. Eine solche Vorrichtung mit einem Durchlaßvermögen von 12 cbm/sek ist an einem kleinen Elektrizitätswerk in Montfort an der Rille (Dep. Eure) in Betrieb und soll nach Mitteilung von Bresson[1]) gut arbeiten.

Abgesehen von der hängenden Klappenanordnung, die schlechte Abdichtung ergibt und für Kraftbetriebe aus mehrfach angeführten Gründen (Eisabzug, Schwemmselstopfung) weniger vorteilhaft ist, spricht die gegen Eis- und Laubstörung kaum unempfindlich zu bekommende Schwimmeranordnung gegen eine weitere Verwendung dieses Systems.

In betriebssicherer und verhältnismäßig einfacher Weise läßt sich die Schwimmersteuerung bei allen mit elektrischem Betrieb ausgerüsteten Wehranlagen durch Betätigung einer Kontaktreihe verwirklichen, weil man hierbei den Schwimmer nach Belieben weit seitlich ins Land eingebaut, auch in frostsicher überdeckten Räumen anlegen, zudem die Zulauföffnungen in wünschenswerter Weise weiträumig anlegen kann. Auch ist ein ständiger Wasserverlust wie bei der Montfort-Klappe dabei nicht unerläßliche Bedingung. Allerdings tritt hier die von Hand in Verbindung mit Wasserstandsfernmeldung zu betreibende elektrische Fernsteuerung mit in Wettbewerb. Sie hat insofern viel Verlockendes, als sie vom Schalttafelwärter in voller Übereinstimmung mit dem Belastungsverlauf gehandhabt werden kann, eine besonders bei langem Triebkanal unter Umständen

[1]) Aus Bresson, Houille Verte, S. 75.

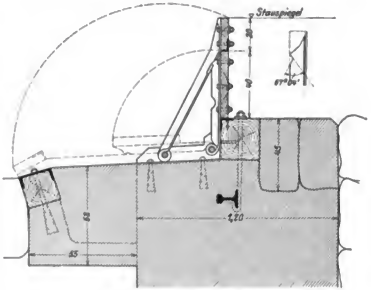


Abb. 633. Selbstauslösende Hochwasserschutzklappe bei Schnellingen in der Kinzig. (Nach Bär.) Maßstab 1 : 25.

Abb. 634. Selbstauslösendes Klappenwehr bei Schnellingen beim Wiederaufrichten.

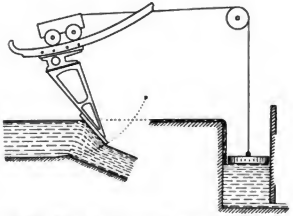


Abb. 635. Hängeklappe mit selbsttätiger Stauregelung in der Rille (Frankreich). Schematisch. (Nach Bresson.)

Digitized by Google

wertvolle Sache[1]). Bei großen Schützenwehren läßt sich überdies, wie gleich gezeigt werden wird, die selbsttätige Feinregelung einfacher und ohne die schweren Schützentriebe jedesmal in Gang setzen, durch unmittelbar gesteuerte Aufsatzklappen bewirken.

Dagegen dürfte die mittelbare Schwimmerkontaktsteuerung ein Zukunftsfeld bei dem Hemelinger Segmentwehrtyp haben. Dort wird jetzt das Überfallrohr R_2 (Abb. 617 und S. 839) durch einen mit Oberwasser-Schwimmer selbsttätig gesteuerten Hilfsmotor solange verstellt, bis der Stauspiegel unter Einwirkung der Segmenthebung oder -senkung wieder zur Ruhe gekommen ist. Eine von der Schützbewegung mechanisch abhängige Rückführung schaltet nach kurzer Regulierung den Motor immer wieder aus, so daß Überregulieren und das damit verbundene schädliche Pendeln verhütet wird — eine sehr wichtige, erst in Bremen dem Lockporter Vorbild angefügte Verbesserung.

Unmittelbar gesteuerte Selbstregler. Vielfache theoretische Untersuchungen und auch gelungene Ausführungen haben gezeigt, daß man mit Klappenverschlüssen auch ohne Schwimmer-Relais, allein durch Herstellung einer statisch-geometrischen Beziehung zwischen dem wirksamen Staudruck und der Stellung des durch Gegengewichte beschwerten Verschlusses auskommt.

Hängeklappen. Hängende Klappen nach dem in Abb. 635 dargestellten System lassen sich durch geeignete Formung der Gewichtslaufbahn, die sich bei richtiger Wahl der Abmessungen durch einen festen Winkelhebel ersetzen läßt, leicht als Selbstregler mit freiem Gegengewicht ausbilden (Nicorini, Gregotti, Hagelweide-Bonn).

Eine Gregottische Hängeklappe mit festem Gegengewicht ist u. a. in Oberitalien am Canale Quintino Sella mit vier etwa 2 m weiten Öffnungen ausgeführt[2]). Eine vom Königl. Meliorationsbauinspektor Hagelweide in Bonn entworfene Klappe mit Laufgewicht vom Typ der Abb. 635, nur durch ein besonderes Gegengewicht noch für Handverstellung eingerichtet, ist neuerdings in 4 Öffnungen von 0,8 auf 2,75 m Nutzfläche ausgeführt worden[3]). Alle diese, u. a. von Gregotti auch noch mit Tantalusgefäßen betätigten Hängeklappen, haben außer den oben bereits erwähnten noch folgende Nachteile: die zuverlässige Berechnung der Wirkung ist kaum möglich, weil die saugende Wirkung des unten ausströmenden Wasserstrahls nicht sicher zu erfassen ist; sie erlauben nur kleine, bzw. weit unterteilte Öffnungen abzusperren und geben den Raum über dem Wasser nicht frei. Diesen und den sonstigen Nachteilen steht als Vorteil gegenüber, daß die beweglichen Teile ganz außer Wasser liegen. Indes wird man diese Bedingung nach neueren Ausführungen und Erfahrungen immer weniger als unerläßlich gelten lassen, wenigstens für Flüsse mit nur leichtem und seltenem Geschiebegang.

Stützklappen. Selbsttätige Klappen mit Stützlager[4]), die an sich eine bessere Eisenausnutzung geben und größere Lichtweiten zu bewältigen erlauben, sind neuerdings durch Ingenieur Büchler-Zürich zu großer Vollkommenheit entwickelt worden, nachdem ein älterer Heynscher Entwurf, wohl mehr aus äußeren Gründen, zu einer praktischen Anwendung nicht gelangt war.

An sich ist eine nach unten umlegbare Klappe, wie mehrfach erwähnt, von großem betriebstechnischem Vorteil. Als Selbstregler eignet sie sich besonders deshalb, weil die Wasserausströmung im Überfall viel ruhiger beginnt als im Fußspalt, und so viel genauere und stetigere Regulierung ermöglicht. Die schwierige Aufgabe, die Abnutzung des im Wasser liegenden Lagers hintanzuhalten, dürfte durch die in Abb. 610 dargestellte sorgfältig durchgebildete Konstruktion glücklich gelöst sein. Auch ist die Klappe selbst, entgegen einem vielfach gehegten Vorurteil, in geöffneter Stellung, flach am Grunde liegend, bei gehöriger Bedienung sehr gut vor Angriffen von Geschiebe und Eis geschützt. Nur in schwerem Geschiebegang könnte sie allenfalls verschüttet werden, doch müßten hierfür schon sehr schlimme Vorbedingungen vorliegen. Denn auf der glatten Klappenoberfläche werden sich größere Geschiebeablagerungen nicht sehr leicht einstellen, wenn

[1]) Es ist aber zu beachten, daß gerade bei langem Triebwerkskanal eine Abflußregulierung am Wehr u. U. unzulässig ist, weil sie eine der Kanallänge entsprechende Zeitverschiebung in den Abfluß des „Überwassers" bringen würde (vgl. S. 1206, 1229).

[2]) Contributo usw. S. 9, vgl. S. 851, Anm. 3.

[3]) C. d. Bv. 1910, Nr. 34.

[4]) Nach Zeichnungen und Mitteilungen der Stauwerke A.-G. Zürich; vgl. ausführl. Aufsatz mit konstruktiven Einzelheiten in Schw. Bztg. Bd. 58, Nr. 14/15.

Digitized by Google

nur durch richtige Anlage des Stauwehrs im ganzen dafür gesorgt wird, daß im Wehrquerschnitt **nicht** eine **Profilerweiterung** auftritt.

Einen sehr drastischen Beleg für die Widerstandsfähigkeit der Klappe gibt Abb. 636. Dieselbe stellt eine in der Ohe bei Grafenau (Oberbayern) in einen Gebirgsbach eingebaute Klappe in dem Augenblick dar, wo eine sehr starke Holztrift ihren Weg durch das Wehr nimmt. Obwohl diese Holztriften dort meistens drei Tage ununterbrochen dauern,

Abb. 636. Büchlersche Oberrollgewichtsklappe in der Ohe bei Grafenau während der Holztrift. (Schweizer Bauztg.)

vermögen sie der Klappe keinerlei Schaden anzutun. Dabei wird es gegenüber dem früheren Betrieb mit Stellfallen als ein besonderer Betriebsvorteil empfunden, daß die Klappe sich erst im Augenblick des Ankommens der vordersten Hölzer umlegt und sich ebenso rasch und vollkommen selbsttätig nach Durchgang der Holztrift wieder aufstellt, so daß kein Tropfen Wasser unnötig verloren geht.

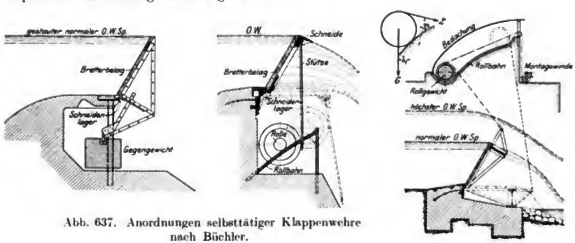


Abb. 637. Anordnungen selbsttätiger Klappenwehre nach Büchler.

Für die **Abstützung** und **selbsttätige Bewegung** des freien Klappenrandes hat der Erfinder eine Reihe interessanter Gedanken entwickelt, deren wichtigste Typen in Abb. 637 zusammengestellt sich als durch zweiarmigen Hebel ausgewichtete, gestützte und aufgehängte Anordnung darstellen.

Die **Gewichtshebelklappe** und die **Unterrollgewichtsklappe** werden mit Vorteil nur auf **höheren** Wehrrücken angewendet werden können. Dort würden sie wegen

Digitized by Google

der Möglichkeit durchlaufender Abstützung gestatten, beträchtlich größere Lichtweiten zu überwinden, als dies bei den nach oben aufgehängten Klappen möglich ist. Ausführungen mit Untergewicht sind indessen noch keine vorhanden.

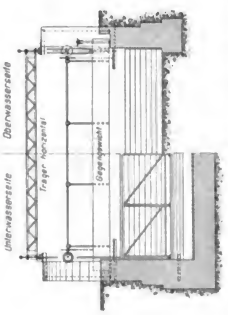
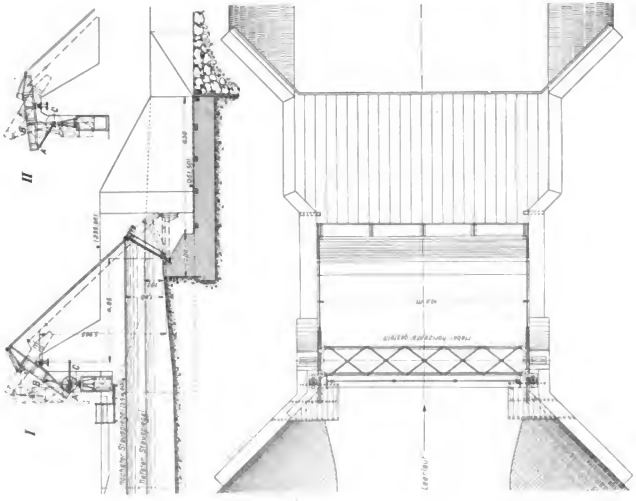


Abb. 638. Büchlersche Stauklappe mit Gewichtshebel bei Wildegg. Maßstab 1 : 200. (Nach Schweiz. Bauztg. Bd. 58.)

Dagegen besteht schon eine beträchtliche Anzahl von solchen mit Obergewicht, da diese Ausführungsform sich vorzugsweise für kleinere und mittlere Stauhöhen eignet.

Die statische Wirkungsweise der Oberrollgewichtsklappe geht aus Abb. 637 ohne weiteres hervor. Die dabei angewendete eigenartige und durchaus neue Anordnung des Seilzuges am Gewichtumfang gibt eine sehr feine Empfindlichkeit, so daß der Stauspiegel innerhalb der dem Lichtquerschnitt entsprechenden Wasserführungsgrenzen tatsächlich auf etwa + 3 und — 4 cm um Stauziel herum festgehalten wird[1]). Die Laufbahn kann bei dieser Anordnung nach einer, bisher noch nicht ausgeführten Idee des Erfinders, leicht auch so gestaltet werden, daß nachträgliche Regulierung der Krümmungs- und

[1]) Der Verfasser dieses Buches hatte Gelegenheit, sich hiervon an einem etwa 6 m weiten und 80 cm hohen Versuchswehr in Zürich zu überzeugen. Außerdem Mitteilung von Gebrüder Zweifel in Sirnach.



Digitized by Google

Steigungsverhältnisse möglich bleibt. Die Laufschiene wird zu diesem Zweck auf einem leichten Fachwerksträger verlegt, dessen Streben mit Spann- bzw. Sprengschrauben zum Verkürzen und Verlängern eingerichtet sind. Aber auch ohnedies kann durch Unterkeilen der Schiene und Veränderung der Füllung des Rollgewichts leicht eine nachträgliche Regulierung bewirkt werden. Dies ist für die praktische Brauchbarkeit der Klappe sehr wesentlich, weil etwaige durch dynamische Wirkung des Wassers, Rückstau vom Unterwasser her usw. bedingte, im voraus nicht zu überblickende Störungen in der statischen Wirkungsweise der Klappe dadurch ausgeglichen werden können.

Eine Ausführung der Oberrollgewichtsklappe ist bereits in Abb. 609a, b vorgeführt (Wehr bei Sirnach). Bei dieser, 8,4 m weiten und 0,8 m hohen Wehröffnung war ein Gegengewicht von 2800 kg nötig, und jedes der beiderseitigen Seile wird mit höchstens 1700 kg angestrengt. Das Rollgewicht ist aus 8 mm Blech zusammengenietet, in der Mitte 80 cm dick und von beiden Enden her auf je 1,65 m Länge mit Beton gefüllt. Die 1,03 m hohe Klappe ist in Eisenfachwerk mit Bohlenverkleidung hergestellt. Der Wehrverschluß läßt an Ort und Stelle ohne Überschreitung des Stauziels bis zu 15 cbm/sek durch. Die Reguliewirkung tritt (nach Mitteilung der Besteller, Gebr. Zweifel in Sirnach) schon bei einem Über- bzw. Unterstau von 1 bis 2 cm ein; allerdings bezieht sich diese Beobachtung erst auf eine Betriebszeit von einigen Monaten. Die Dichtigkeit (seitliche Schleifbleche) wird als vollkommen bezeichnet (Abb. 609a).

Abb. 639. Selbsttätige Klappe Wildegg. Ansicht vom O.-W.
(Nach Schweiz. Bauztg. Bd. 58.)

Die bei Grafenau an der Ohe (Bayern) ausgeführte Oberrollgewichtsklappe (Abb. 636) hat 7,4 m Lichtweite, 1,7 m Verschlußhöhe und ein Gegengewicht von 9620 kg, sie läßt bei Normalstau bis zu 40 cbm/sek durch.

Bei einer neueren Ausführung, in Wildegg (Schweiz, Jura), wurde das Oberrollgewicht durch ein Obergewicht auf zweiarmigem Hebel ersetzt, Abb. 638. Bei dieser Ausführung, die übrigens nicht als Flußwehr, sondern als seitlicher Überfall in einen Werkkanal eingebaut ist, mußte aus besonderen mit dem Betrieb zusammenhängenden Gründen die Möglichkeit einer willkürlichen Einstellung auf verschiedene Stauziele vorgesehen werden. Dies war eben durch Anwendung des zweiarmigen Hebels zu erreichen, wenn der Arm des Gegengewichtes veränderlich gemacht wurde. Das Gegengewicht ist pendelnd im Punkte B aufgehängt und kann durch die Spindel A—C verstellt werden, je nachdem man das einzuhaltende Stauziel zwischen den Grenzlagen 354,00 und 354,80 festlegen will.

Das Gegengewicht ist wie bei der Oberrollgewichtsklappe über die ganze Öffnung durchlaufend angeordnet und, um dabei eine gleichmäßige Verstellung an den beiden auf den Wangenmauern angeordneten Hebelarmen sicherzustellen, hat man die Getriebe A durch eine gemeinsame von Wehrwange zu Wehrwange laufende Welle verbunden. Bei völlig aufgerichteter Stellung der Klappe sitzt das Gegengewicht beiderseits auf den Wangenmauern auf. Damit dies auch bei Regulierung auf mittlere Wasserstände möglich ist, hat man an beiden Punkten des Gegengewichtes verstellbare Rahmen angebracht, vgl. Abb. 638 u. 639, die dieses Aufsitzen vermitteln.

Digitized by Google

Auch diese Klappe arbeitet zur vollen Zufriedenheit, die Genauigkeit der Regulierung ist etwas geringer als bei den Rollgewichtsklappen, sie beträgt + 4 und — 6 cm.

Gegenüber der Rollgewichtsklappe hat indessen diejenige mit Oberhebelgewicht den Vorzug, daß sie noch vollkommener als jene gegen Störungen im Betriebe gesichert ist. Solche Störungen kamen bei der Sirnacher Klappe anfangs vor, als die Laufschiene noch vollständig ungeschützt war, so daß sich kleine Zweige, Laub usw. unter das Gewicht klemmen und seine freie Beweglichkeit vermindern konnten. In Grafenau hat man deshalb (Abb. 636) die Rollbahnen überdacht.

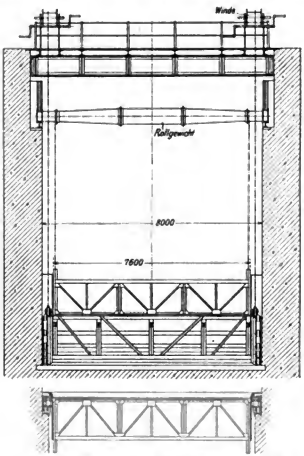


Abb. 640. Selbsttätige Oberrollgewichtsklappe als Schützenaufsatz. (Entwurf der Stauwerke, Zürich.)

Eine sehr eigenartige und vorteilhafte Anwendung finden selbsttätige Klappen als Aufsätze auf großen Wehrschützen (vgl. oben S. 848). Einen derartigen, für ein bei Besigheim a. Neckar gelegenes altes Wehr bestimmten Entwurf zeigt Abb. 640. Hier ist auf eine 2,0 m hohe und 7,6 m weite Stoneyschütze eine 1,25 m hohe Oberrollgewichtsklappe aufgesetzt, die Wasserführungsschwankungen bis zu etwa 23 cbm/sek selbsttätig ausgleicht, so daß die Schütze selbst entsprechend länger stehen gelassen werden kann. Die Regulierfähigkeit reicht in Wirklichkeit noch weiter, da noch andere, gewöhnliche, Schützen da sind, die man, bei fast umgelegter Klappe der Reihe nach so weit öffnen kann, daß die Klappe sich nahezu wieder ganz aufrichtet, worauf ihr Spiel bei wachsender Wasserführung von vorn beginnt. Man sieht, daß in der Tat gerade in dieser Verwendungsweise ein sehr günstiges Feld für die nützliche Verwendung selbsttätiger Klappen gegeben ist, die ja gleichzeitig als Eisklappen, wie in Laufenburg und Augst (S. 813), benutzt werden können.

3. Regulier-Überfälle.

Neben der eben umrissenen Entwicklung der beweglichen Wehre zur vollkommenen Selbstregulierung ging eine zweite nicht minder interessante nebenher, die eine Erhöhung und Verfeinerung der Wirkung der festen Überfälle anstrebte.

Feste Wehre. Offene Überfälle, als selbsttätige Entlastungsanlagen, in Form fester Wehre ja sehr weit verbreitet, lassen sich nur unvollkommen und durch starke Längenentwicklung, also mit großem Kostenaufwand, der Forderung eines wenig veränderlichen Stauspiegels anpassen. Diese Längenentwicklung ist früher oft durch besondere Grundrißanordnung der Wehrschwelle (schiefe, gebrochene Wehre) gegeben worden, ein, wenn es wirksam sein soll: sehr teures Verfahren, weil die Leistungsfähigkeit nicht im Verhältnis mit der Wehrlänge wächst[1]) und weil teure Gründungsarbeiten im Flußbett nötig werden.

Seitenüberfälle. Auch bei Verwendung beweglicher Wehre verschmäht man die Überfälle nicht, wie das Beispiel von Tuilière zeigt. Dort ist in der Vorbucht der, unmittelbar am Wehr erbauten, Turbinenanlage ein Überfall von $4 \cdot 11 = 44$ m Nutzlänge angelegt, der 25 cbm/sek, die Aufschlagwassermenge einer Turbine, mit etwa 40 bis 50 cm

[1]) Vgl. Aichel.

Digitized by Google

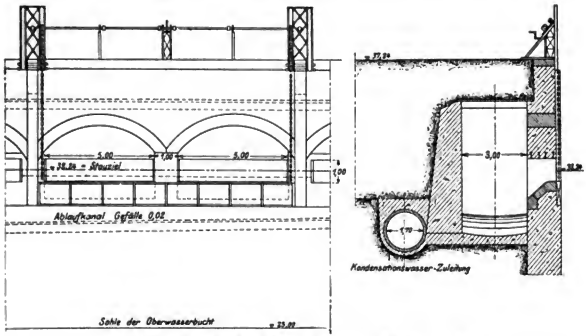


Abb. 641/42. Entlastungsüberfall in Tuilière. Maßstab 1 : 190.
(Annales d. p. et ch.)

Strahldicke abführt, so daß die Schützenregulierung weniger oft in Tätigkeit zu treten hat (Abb. 113, 641, 642). Der für Niederwasserzeit mit 1,1 m hohen versenkbaren Erhöhungsschützen versehene Überfall gießt in einen unter der Zentrale durchgeführten Kanal aus, der auf 47 m Länge als 4,8 m hoher und 3,0 m breiter gemauerter Gang ausgebildet ist, während er im Grundbau des Turbinenhauses als Eisenbetonrohr von 3,0 m Durchmesser mit 5% Gefäll angelegt ist, um endlich unterhalb mit 9 je 1,8 m breiten und 0,93 m hohen Stufen in den Unterkanal abzustürzen. Die trotz der ziemlich großen Überfalllänge noch in Kauf zu nehmende Spiegelschwankung (bzw. der entsprechende Gefällsverlust) von 40 bis 50 cm ist noch sehr groß.

Aufgelöste Überfälle. Man hat daher wohl schon eine künstliche Verlängerung der Überfallkanten versucht. Einen solchen „aufgelösten" Überfall, von Ingenieur Gregotti-Mortara für die Firma Tosi in Olengo bei Novara erbaut, zeigt Abb. 643. (Das in Rede stehende Bauwerk liegt zwar nicht beim Wehr, sondern am Ende, eines längeren Kanals, doch wäre die Anwendung auch an anderer Stelle

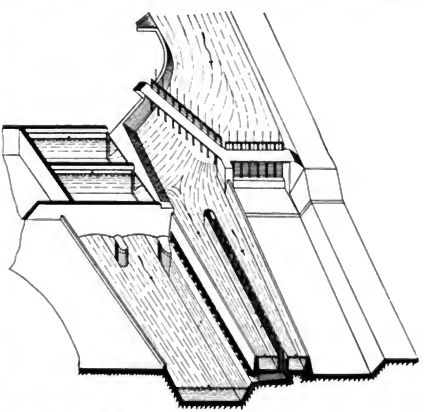


Abb. 643. Aufgelöster Überfall nach Gregotti (Werk Olengo bei Novara).

Digitized by Google

möglich.) In sehr geschickter Weise ist hier, unter Verwendung von Eisenbeton, eine vierfache Überfallänge auf einfacher Frontlänge erzielt, wobei für die schnelle Abführung des in den mittlern Spalt überströmenden Wassers die Saugrohrwirkung der Einfallzellen mit ausgenutzt wird.

Trotz wirtschaftlichster Anwendung der Baumassen muß aber auch dieses Bauwerk noch recht teuer zu stehen gekommen sein. Gleiches gilt von dem im Keno-Kanal in Oregon von Ingenieur Murphy angelegten gebrochenen Überfall, Abb. 644. Zur Abführung einer Wassermenge von 17 cbm/sek bei kleiner Überstauung sind hier immer noch 18 m Frontlänge nötig gewesen. Die abgewickelte Überfallkante mißt 61 m (Eng. News 9. IX. 1909).

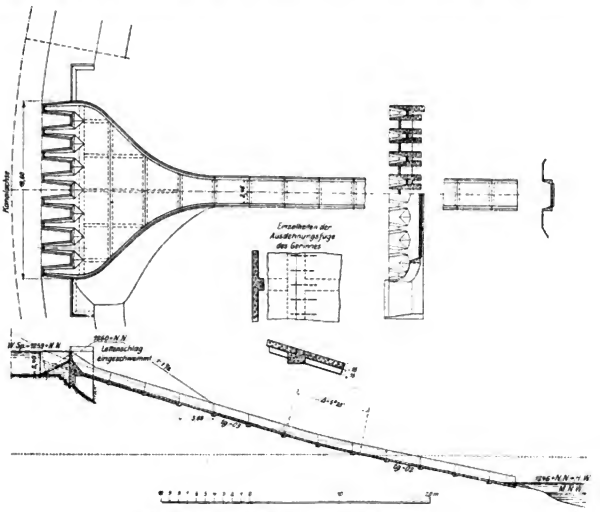


Abb. 644. Aufgelöster Überfall am Kenokanal.
(Eng. News 1909.)

Saugüberfälle. Eine vollkommene Aufhebung, bzw. wenigstens eine auch weitergehenden Ansprüchen genügende Verminderung der Stauspiegelschwankungen läßt sich der Natur der Sache nach mit den gewöhnlichen, offenen Überfällen überhaupt nicht erreichen. Da die Überfallmenge Q aus Strahldicke Δh und Überfalllänge b sich (mit $\mu = 0{,}75$) nach der Formel $Q = 0{,}5 \cdot b \cdot \Delta h^{3/2} \sqrt{2g}$ berechnet, so sieht man leicht ein, daß für eine gegebene Leistungsfähigkeit die Kosten des Überfalls mit abnehmender Strahldicke zuletzt unverhältnismäßig schnell wachsen müssen. Es war daher ein sehr glücklicher Gedanke, durch Anwendung der Heberwirkung in einem luftdicht überbauten Überfall die Schwankungshöhe Δh der Leistungsformel durch die volle verfügbare Stauhöhe h zu ersetzen, die Leistungsfähigkeit, bezogen auf den Meter Überfalllänge, ganz gewaltig zu steigern.

Digitized by Google

Schwierigkeiten bereitete zunächst freilich die praktische Anwendung dieses Gedankens. Der älteste, bekannt gewordene Saugüberfall, an einem Speisebecken des Saarkohlenkanals bei Mittersheim (Lothringen) eingebaut[1]), besteht aus einem kreisförmig gewundenen, 70 cm weiten Eisenrohr und einem zweiten, als Anlasser dienenden, 15 cm weiten Hilfsrohr, das die Luft aus dem größeren Heberscheitel durch Strahlpumpenwirkung absaugen muß. Die Anordnung des kreisförmig verschlungenen Heberrohres ist, wie man sich vorstellen kann, außerordentlich verschwenderisch im Baustoffverbrauch, außerdem würde das kleinere, zum Ansaugen bestimmte Hilfsrohr beim Einbau in einen offenen Fluß jedenfalls der Verstopfung durch Schwemmsel oder Einfrieren ausgesetzt sein. (Im Falle von Mittersheim liegt diese Gefahr nicht vor, weil der Heber in eine im Staudamm ausgesparte Kammer eingebaut ist.) Einen Saugüberfall von viel allgemeinerer Verwendbarkeit und sparsamerer Form hat dann Ingenieur Heyn-

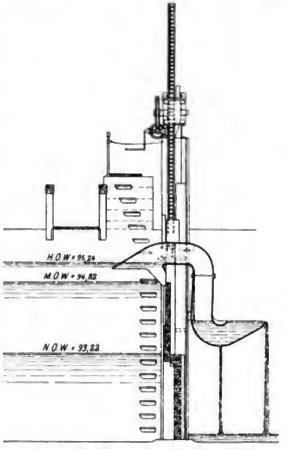


Abb. 645. Heynscher Saugüberfall bei Rastenburg (Ostpr.) Längsschnitt. Maßstab 1 : 91.

[1]) Mitteilungen des Kaiserl. Meliorationsbauamtes Saargemünd; vgl. auch Congr. H. Bl. I, S. 235 und D. Bztg. 1911, S. 223.

Abb. 646/47. Heynscher Heberüberfall in Labes (Pomm.) zur Frostzeit.
Außer Tätigkeit. (Nach Heyn.) In voller Tätigkeit.

Digitized by Google

Stettin entworfen (D. R. P. 151 763 und 156 796, Abb. 645). Wesentlich an dieser Bauweise ist nach der Patentschrift folgendes: Der obere Heberschenkel darf nicht zu tief unter Stauziel herabgeführt werden, damit die Luft im Heberscheitel nicht bei steigendem Spiegel zusammengepreßt wird, was das Ansaugen erschweren würde. Dieses selbst wird schon bei geringer Überfallhöhe (bei einer Ausführung: 20 mm, äußerstenfalls: 70 mm) selbsttätig eingeleitet. Dabei wirkt die eigenartige Krümmung des absteigenden Schenkels insofern günstig, als sie den überfallenden Strahl mitten durch den Luftraum führt und damit das Mitreißen der Luft beschleunigt. Wesentlich ist ferner die Aufwärtskrümmung des unteren Heberschenkels, die auch durch eine Vertiefung in einem darunter liegenden Wehrrücken ersetzt werden kann und die den für das Ansaugen unentbehrlichen Luftabschluß bewirkt. Zur Sicherung gegen Einfrieren genügt die Anbringung eines Traufloches. In diesen oder ähnlichen Formen hat Heyn eine Reihe kleiner Entlastungsanlagen ausgeführt, von denen Abb. 645 die größte, mit 3,7 cbm/sek Leistungsfähigkeit, ausgeführt für die

Abb. 648.
Längsschnitt.

Abb. 649. Ansicht (im Hintergrund das Kraftwerk).

Abb. 648/49. Saugüberfall (erbaut von Gregotti) bei San Giovanni Lupatoto (Verona).

Drainage-Genossenschaft Gr.-Steinort bei Rastenburg (Ostpreußen) in Verbindung mit den früher erwähnten Schleppschützen (S. 803) zeigt. Dieser Heber hat 3,2 m lichte Breite, 0,45 m lichte Höhe und ein Arbeitsgefälle von 1,3 m. Einen kleineren, in Labes (Pommern) angelegten „Wasserigel" (Igel = Egel, dies die von Heyn gewählte Bezeichnung) zeigen die Abb. 646/647 (aufgenommen im Winter 1904/05) unter schwierigen Kälteverhältnissen in vollem Betrieb. Diese Abbildungen sind besonders deshalb interessant, weil sie den manchmal gegen die Heber vorgebrachten Einwand der Möglichkeit des Einfrierens widerlegen.

Fast gleichzeitig mit Heyn hat in Italien der Ingenieur Gregotti-Mortara Saugüberfälle zu bauen begonnen, und zwar, begünstigt durch das in den weitverzweigten oberitalienischen Kanalnetzen vorhandene große Bedürfnis, die zu Vorurteilen weniger Anhalt bietenden klimatischen Verhältnisse und, vielleicht auch: den an sich dem Neuen weniger spröd gegenüberstehenden Sinn des Romanen — in sehr großer Zahl und teilweise staunenerregenden Abmessungen. Gregotti bediente sich dabei mit sehr begründeter Vorliebe der

Digitized by Google

Eisenbetonbauweise. Gregottische Heber befinden sich u. a.[1]) an den Wasserkraftwerken von Vigevano, Pont-Saint-Martin (30 cbm/sek), Galliate, Olengo, Crocetta-Trevigiana. Die größte ist im Jahre 1908 an dem neu errichteten Elektrizitätswerk bei San Giovanni Lupatoto-Verona am Ende eines etwa 4 km langen Seitenkanals errichtet worden. Diese Anlage (Abb. 648, 649, 650, 651) besteht aus 10 Hebern von je 1,8/1,65 m Lichtweite und 6,0 m Nutzgefälle (die Zentrale hat selbst etwa 11 m Gefälle, die Heber gießen in eine Abfalltreppe aus, Abb. 650). (Die links neben den Hebern liegenden 8 Öffnungen sind mit Saugrohrwirkung arbeitende Grundablässe — vgl. S. 1202.) Die Schnauze taucht bei den

Abb. 650. Gesamtansicht vom U.-W.

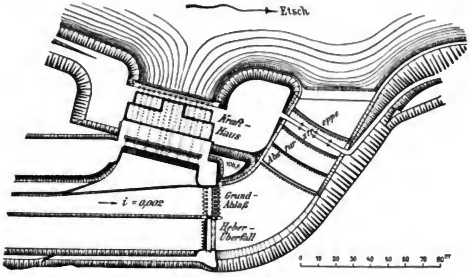


Abb. 651. Lageplan.

Abb. 650/651. Werk San Giovanni Lupatoto (Verona).

Gregottischen Anlagen, um die schädliche Wirbelbildung und Luftansaugung auszuschließen, ziemlich tief ein, und dafür verhindert ein seitlich am Trennungsschild zweier benachbarter Heber angebrachtes Luftrohr die Zusammenpressung der sonst eingesperrten und das Ansaugen erschwerenden Luft. Ein solcher Heber leistet 10, alle zusammen also 100 cbm/sek, die volle Normalwassermenge der Turbinenanlage! Damit wird die größte im Betrieb, etwa bei Kurzschluß mögliche Spiegelerhöhung auf etwa 5 bis 7 cm eingeschränkt, gewiß ein erstaunliches Ergebnis bei einer nur 19,4 m Breite einnehmenden Überfallfront!

Die Gregottische Heberform gibt, wenigstens nach den Angaben über Verona zu schließen, vielleicht wegen der zu tief tauchenden Schnauze und des Eindringens von Luft durch das Hilfsrohr, einen geringen Wirkungsgrad: die theoretische Leistungsfähigkeit:

[1]) Nach Mitteilung von Ing. Gregotti.

Digitized by Google

$Q = F\sqrt{2gh}$ (wo F bei stetigem Übergang = Austrittsquerschnitt!) würde dort betragen $1{,}65 \cdot 1{,}80 \cdot \sqrt{19{,}6 \cdot 6{,}0} = 32$ cbm/sek, während sie tatsächlich nur 10 cbm/sek erreicht, entsprechend einem Wirkungsgrad von nur 30%. Heyn hat von Anfang an bei seinen kleineren Hebern 50% Wirkung garantiert und scheint sie auch nach Angaben einiger Besitzer solcher Anlagen i. a. mindestens erreicht zu haben.

Gute Wirkung zeigen auch die neuerdings von den Stauwerken A.-G. in Zürich entworfenen, grundsätzlich wieder der einfachen Heynschen Anordnung nachgebildeten Anordnungen, von denen Abb. 652 eine besonders interessante Ausführung zeigt. Der Saugüberfall, Entlastungsanlage eines durch einen Staudamm gebildeten Mühlenteiches, wird hier durch den wagerecht abgeschnittenen Kopf eines kreisrunden Eisenrohres gebildet, die Saughaube ist aus Eisenbeton hergestellt und einfach darüber gestülpt — daß der untere Rand dieser Haube 1 m unter Stauziel herunter geführt ist, beeinträchtigt zwar den Wirkungsgrad, schützt dafür aber gegen Vereisung, die bei einem stehenden Teich zu berück-

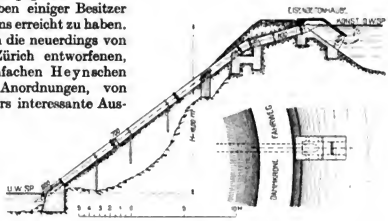


Abb. 652. Saugüberfall nach Büchler in Gibswil (Schweiz). Längenschnitt und Grundriß. Maßstab 1 : 400. (Schweiz. Bauztg.)

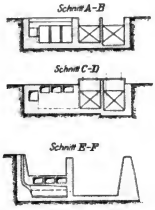


Abb. 655.

Abb. 653/55. Saugüberfall für 100 cbm/sek. Entwurf der „Stauwerke".

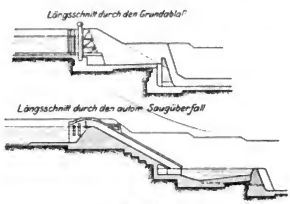


Abb. 653.

sichtigen ist. Das ausgenutzte Gefälle beträgt 16 m, also erheblich mehr, als die theoretische Saughöhe des Wassers bei Atmosphärendruck. Der Überschuß an Gefälle ist hier zur Überwindung der Reibungswiderstände in der engen Rohrleitung ausgenutzt, und um noch sicherer ein Abreißen der Wassersäule zu verhindern, hat man die Rohrweite von oben nach unten von 800 auf 600 mm eingezogen. Ein besonderer Fußsumpf konnte gespart werden, weil der Seeboden aus festem Molassefeld besteht.

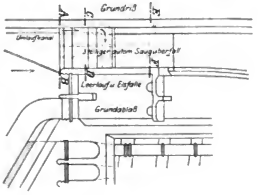


Abb. 654.

Nach vorgenommenen, allerdings noch nicht ganz zuverlässigen Versuchen, darf die Leistungsfähigkeit dieses Überfalls zu 3,5 cbm/sek angenommen werden. Dies entspricht einer Ausflußgeschwindigkeit am untern Ende von 12,4 m/sek und einem Wirkungsgrad

Digitized by Google

von 70%, wobei der Reibungsverlust der Druckleitung mit 3,1 m noch nicht einmal abgezogen ist..

Ein kleinerer, von derselben Firma in Glattfelden (Schweiz) erbauter Heber leistet mit $F = 0{,}825$ und $h = 1{,}50$: $Q = 2{,}8$ cbm/sek, entsprechend einem Wirkungsgrad von 60%. Bemerkenswerte Einzelheiten und Größenabmessungen zeigt ein von derselben Firma aufgestellter Entwurf für ein Kanalkraftwerk an der oberen Isar, Abb. 653, 654, 655. Hier ist durch verstärkte trompetenartige Ausbildung und Hochlegung der Schnauze ein möglichst geringer Eintrittsverlust angestrebt und am Austritt auch nach rückwärts Raum gegeben. Das Ansaugen, das bei der flach vorgezogenen Linie des absteigenden Schenkels weniger leicht eintritt, wird durch die Anordnung eines Umlaufkanals mit rückwärtiger Speisung voraussichtlich sehr beschleunigt werden.

Die hier besprochenen Saugüberfälle sind zwar nur zum kleinen Teil an Wehren bzw. Wehrschützen angelegt, es ist aber klar, daß sie durchweg dazu geeignet sind, an solchen die Stauregulierung zu übernehmen. Ein tatsächlich zu diesem Zweck erbauter Heber befindet sich am Wehr des Elektrizitätswerks Largentière in den französischen Pyrenäen[1]),

Abb. 656. Saugüberfall als Hochwasserschutz bei Largentière.
Das Heberrohr durchdringt den rechtsufrigen Wehrpfeiler. Links das Rechenhaus mit Kläranlage.
(Aufnahme von Buisson.)

Abb. 656. Das mächtige, etwa 3,0 m im Durchmesser haltende kreisrunde Eisenbetonrohr ist ohne Umstände frei auf den festen Wehrrücken aufgesattelt und schützt die Wasserfassung bei unerwartet auftretenden nächtlichen Hochfluten, wo der am Wehr wohnende Wärter meist das Ziehen der Grundablaßschützen versäumen würde, vor Überschwemmung. Trotz der hohen Lage dieser Wasserfassung, 1200 m ü. M., hat dieser Heber nie unter Frostwirkung zu leiden und arbeitet zur vollen Zufriedenheit.

Endurteil über selbsttätige Wehrverschlüsse. Nachdem sich die Heynschen kleinen Heberanlagen in jahrelangem Betrieb im nördlichsten Deutschland, auch im hohen Schwarzwald[2]) nach übereinstimmendem Urteil der Besteller[3]) unter allen Verhältnissen vorzüglich bewährt haben und nachdem die italienischen, französischen und schweizer Ausführungen die Anwendbarkeit auch in den größten Abmessungen dargetan haben, dürfen die Saugüberfälle als ein vorzügliches Mittel zur Stauregulierung für Wasserkraftanlagen bezeichnet werden. Sie eignen sich ebensogut als Schützenaufsätze wie als seit-

[1]) Nach Mitteilung von Regierungsbaumeister Buisson-Karlsruhe.
[2]) Hammereisenbach, Sägewerk Kromer.
[3]) Umfrage des Verf.

Digitized by Google

liche Entlastungsüberfälle und sind in Anlage und ganz besonders in Unterhaltung bei gleicher Leistung häufig billiger als jede bewegliche Verschlußart, selbst als Grundablässe sind sie nach einer Gregottischen Idee zu gebrauchen (Abb. 657). Die Eisgefahr, die mit Vorliebe in Deutschland gegen ihre Anwendung, soweit die Heber überhaupt bekannt waren, ins Feld geführt wurde, ist gering; sie wird unter schwierigen Verhältnissen äußerstenfalls dazu führen, daß ein Wärter alle paar Stunden nachsieht, um nötigenfalls das Oberflächeneis aufzuhauen. Selbst an eine künstliche Heizung (vgl. Standröhren, S. 1199; Schütze n, S. 871) könnte man denken. Heber, die aus Beton bestehen und vielleicht noch an massiven Mauerrücken befestigt sind, werden schon durch die natürliche Ausstrahlung der vom tieferen Wasser her erwärmten Mauermassen genügend geschützt, kann man doch an jeder Brücke, Talsperre usw. beobachten, daß im schärfsten Frost die Eisbildung auf einige Dezimeter von den Mauerkörpern weg sehr langsam, wenn überhaupt fortschreitet, bzw. die etwa gebildete Eisdecke bei beginnendem Wetterumschlag dort am allerersten wieder auftaut, also wohl immer noch, ehe der Heber überhaupt wieder in Tätigkeit treten müßte.

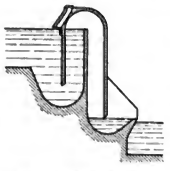


Abb. 657. Saugüberfall als Grundsauger nach Gregotti.

Inbezug auf die Stetigkeit der Regulierung kann es freilich in gewissen Fällen als Mangel empfunden werden, daß der Heber ein ganz bestimmt gegebenes, unveränderliches Schluckvermögen hat. Indes läßt sich auch nach dieser Richtung durch centimeterweise Abstufung der Saugschnauzen nebeneinander angeordneter Heber eine gewisse Anpassung erzielen.

Von den selbsttätigen, unmittelbar hydraulisch betätigten Klappenverschlüssen haben die älteren Formen (Hängeklappen) gewisse im System liegende Mängel gezeigt (Undichtigkeit, Feinregulierung und Eisabzug schwierig), die eine Weiterverwendung für Wasserkraftbetriebe nicht geraten erscheinen lassen. Die neueren Büchlerschen Stützlagerklappen sind von diesen Mängeln frei und versprechen inbezug auf Haltbarkeit der Auflagerung, Widerstandsfähigkeit im Eisgang und Hochwasser das Beste. Auch inbezug auf Störungsfreiheit gegenüber Eisbildung sind sie wenigstens nicht schlechter daran als willkürlich betätigte Schützenwehre usw.

Da sie außerdem eine willkürliche Beeinflussung, ja selbst eine nachträgliche Regulierung der Gleichgewichtsverhältnisse bequem ermöglichen, vereinigen diese Verschlüsse alle Eigenschaften, die einen dauernd sicheren Betrieb erwarten lassen, nur sind die bisher gesammelten Erfahrungen ihrem Alter nach noch nicht ganz ausreichend, um ein Urteil von zwingender Schlüssigkeit zu fällen.

Für größere Abschlußbreiten verspricht die Hemelinger (mittelbar gesteuerte) Segmentschütze in gleicher Weise vorbildlich zu werden.

Ganz ohne Bedienung kommt man natürlich bei größeren Anlagen auch mit selbsttätigen Verschlüssen (außer mit zweckmäßig angelegten Hebern vielleicht) nicht aus, das ist aber auch nicht unbedingt zu verlangen. Auf alle Fälle geben die Selbstregler eine ganz erhebliche Entlastung der Bedienung, die dann beispielsweise in gewissen Fällen vom Rechenwärter mitbesorgt werden kann, bei erhöhter Sicherheit und gleichzeitig eine oft wesentliche bessere Wasser- und Gefällsausnutzung. Es wäre daher nur dringend zu wünschen, daß man die manchen Orts leider zu sehr eingewurzelten Vorurteile endlich beiseite lassen und die Vorteile der schon jetzt hoch entwickelten Selbstreglerverschlüsse sich in weiterem Umfang zunutze machen möchte.

4. Wehrbedienung und Unterhaltung.

Wehrwartung. Je nach der Wahl des Verschlußsystems, den Wasser- und Betriebsverhältnissen, kann man bei einem am Werke selbst gelegenen Wehr eine besondere Bedienungsmannschaft unter Umständen entbehren. Dies ist namentlich für kleine Werke wertvoll, wo die Ausgaben für einen besonderen Wehrwärter (unter Umständen mit Ablöser für die Nachtschicht) recht ins Gewicht fallen würden. Bei größerer Entfernung zwischen Wehr und Zentrale kann man wohl auch noch ohne besonderen Wehrwärter aus-

Digitized by Google

kommen, wenn man in ausreichendem Umfang Selbstregler einbaut oder elektrische Fernbedienung einrichtet, wie es z. B. in Poppenweiler und München-Süd der Fall ist. In solchen Fällen genügt ein ein- oder zweimaliger Gang eines, die übrige Zeit vielleicht in der Zentrale mit Unterhaltungsarbeiten beaufsichtigten Mannes. Bei sehr großen Anlagen oder solchen in Flüssen mit starker Geschiebe- und Schwemmselführung, Eisgang usw. kommt man im allgemeinen nicht ohne Wehrwärter aus. Er hat dann gleichzeitig den Kanaleinlauf, Rechen usw. zu bedienen und kann nebenher kleinere Unterhaltungsarbeiten ausführen bzw. überwachen. Die für größere Anlagen ja nicht mehr so fühlbaren Ausgaben für das Wärterhaus und den Lohn des Wärtes nebst Ablöser kommen gegenüber den Sicherheitsansprüchen nicht in Betracht. Übertriebene Sparsamkeit, wie sie beispielsweise am Moosburger Wehr durch Aufstellung einer viel zu leichten, im Winter nicht warm zu bekommenden Fachwerkhütte zum Ausdruck gekommen ist, ist hier nicht am Platz, da sie nur dazu führen kann, dem Wärter seinen Dienst zu verleiden. Wenn es die Raumverhältnisse des Flußtals erlauben, setzt man am vorteilhaftesten den Wärter gleich mit samt seinem Wohnhaus ans Wehr. Solche Wärterposten, die selbstverständlich telephonische Verbindung mit dem Hauptwerk, an größeren Flüssen auch wohl mit oberhalb gelegenen Hochwassermeldestellen erhalten, sind vielerorts anzutreffen (Peggauwehr bei Graz, Abb. 658; Münchener Südwehr, Abb. 277: Wohnhäuser; Simmewehr, Abb. 818: lediglich Ab-

Abb. 658. Murwehr des Peggauwerkes. Oberwasseransicht.

löserbude). Zweckmäßige und wirtschaftlich gebaute Vorbilder für Wärterwohnungen sind in neuerer Zeit als Arbeiterhäuser so vielfach vorhanden, daß auf die Wiedergabe hier verzichtet werden darf. Gern wird man dem Wärter einen kleinen Hausgarten, ev. mit Feldstück zur Verfügung stellen und ihm durch Anbau eines kleinen Stalls die Haltung von Kleinvieh, Geflügel usw. ermöglichen. Der Lohn wird damit oft zum großen Teil in natura entrichtet. Unter Umständen wird, bei sehr abgelegenen Wehren, eine kleine Reparaturwerkstatt mit der Wärterwohnung verbunden, wo leichtere Ausbesserungen sich ausführen, Ersatzteile sich anpassen lassen. In größerem Stil ist eine solche Anlage bei dem St. Andrews-Rapidswehr (S. 797) vorhanden, wo sie mit durch die empfindliche Art des Verschlusses (Rolladen) geboten war. Es sind dort[1]) in einem besonderen, mit dem Dampfmaschinenhaus für den Wehrantrieb vereinigten, 27,5/12,2 m großen Gebäude Säge- und Hobelmaschinen mit elektrischem Antrieb für die vollständige Neuherstellung von Rolladenstäben aufgestellt, außerdem ist ein 2-Tonnen-Laufkran, elektrische Beleuchtung und genügender Raum für Lagerung von Ersatzteilen vorhanden.

So umfangreiche Anlagen sind natürlich im allgemeinen, namentlich, wenn die Zentrale mit ihrer gut eingerichteten Werkstatt nicht allzu weit entfernt ist, nicht nötig. Dagegen sind einige andere Einrichtungen von allgemeiner Verwendbarkeit namhaft zu machen, die auch auf eine Erleichterung und Beschleunigung der Unterhaltungsarbeiten abzielen und dadurch wirtschaftlich wertvoll wirken.

Hier sind in erster Linie die Vorrichtungen zur Trockenlegung der einzelnen Wehröffnungen zu nennen: In Poppenweiler (Walzenwehr, $l = 28$ m, $h = 3{,}6$ m) sind

[1]) Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 474.

Digitized by Google

zu diesem Zweck[1]) in die obere Böschung der Wehrschwelle (Abb. 624) in 4 m Abstand eiserne Stützen einbetoniert, die mit der festen Wehrkrone abschneiden und zum Gebrauch durch I-förmige Aufsätze verlängert werden, worauf eingeschobene Dammbalken bis 1 m über dem festen Wehrrücken dicht abschließen. Diese Anordnung ist einfach und billig und mag bei einem Walzenwehr genügen, wo die Besichtigung der Schwelle und die damit notwendig verbundene Spiegelabsenkung sehr selten zu erwarten ist, wo außerdem, wie im Stuttgarter Netz, große Dampfaushilfsanlagen bei guter Wasserführung der übrigen Wasserkraftwerke (Marbach und Untertürkheim) frei sind. In anderen Fällen dagegen wird man trotz höherer Kosten einer Anordnung den Vorzug geben, die es erlaubt, den Stau vor der abgesperrten Öffnung voll aufrechtzuerhalten.

Das ist in Tuilière[2]) (bei 12 m Stauhöhe!) in sehr geschickter und immer noch sparsamer Weise, wie folgt, erreicht: Die oberwasserseitigen Pfeilerköpfe sind mit eisernen Gleitfalzen bewehrt (Abb. 574), in die genietete eiserne Dammbalken eingelegt werden können. Für alle, kastenförmig ausgebildeten, 10,5 m langen Dammbalken ist derselbe Trägertyp verwendet und nur die Balkenhöhe entsprechend dem Wasserdruck für die unteren Teile zunehmend verringert. Die für eine Öffnung ausreichenden Balken sind geordnet am linken Ufer aufgebeugt und werden durch zwei mit Steifkuppelung verbundene elektrisch betriebene Laufkatzen über eine vor den Pfeilerstirnen durchgeführte Hängebahn (Abb. 572, 575) eingefahren. Zum unterwasserseitigen Abschluß dienen andere, aus 26er I-Eisen und Kanthölzern zusammengesetzte, je 570 mm hohe Dammbalken, für die in den Pfeilerfüßen Schlitze ausgespart sind und die über ein beiderseits fest verankertes Stahldrahtseil eingefahren werden[3]).

Die ganze Einrichtung ist an sich sehr zweckmäßig und sparsam ausgebildet, im ganzen aber doch jedenfalls ziemlich teuer geworden, dies würde bei großen Öffnungen noch mehr hervortreten. In Laufenburg hat man bei der großen Lichtweite von 17,5 m darauf verzichtet, eine vollständige Abschlußvorrichtung anzubringen (die schwerer als die große Mittelschütze (570 t) ausgefallen wäre und mindestens 200 000 M. gekostet hätte), es ist dort nur durch Anordnung schwalbenschwanzförmiger Falze zu beiden Seiten der Rollbahnnischen dafür gesorgt, daß man diese einzeln (durch Klebekasten, Abb. 223) trocken legen kann. Für die Fälle, wo die Schwelle selbst nachgeschen oder ausgebessert werden muß, ist man dabei auf Taucher, Taucherglocken oder Stauabsenkung und Fangedämme angewiesen. Bei der Seltenheit, mit der solche Fälle eintreten werden, glaubte man wohl die bei großen Öffnungen aufzuwendenden hohen Kosten auf diese Art vermeiden zu dürfen. In Augst-Wyhlen hat man dagegen bei gleichfalls rd. 17,5 m Öffnungsweite die eisernen Dammbalken wieder vorgesehen. Dort ist allerdings auch die Anzahl der Öffnungen erheblich größer als in Laufenburg (10 gegen 4), daher die Wahrscheinlichkeit der besseren Ausnutzung der teuren Dammbalkeneinrichtung gegeben. Ob man in Laufenburg auf die Dauer mit der sparsameren Anordnung gut fahren wird, bleibt abzuwarten.

Bei kleineren Stauhöhen lassen sich selbst weite Öffnungen mit erträglichen Kosten absperren durch Anwendung von Nadelverschlüssen, die sich entweder gegen einen oben übergelegten, vielleicht gesprengten Balken oder, wie in Hemelingen, gegen richtige Nadelwehrböcke stützen. Nach den Ausführungen an den Kanalisierungen von Main und Maas kann man für Nadelwehre von 3,5 m Stauhöhe etwa 600 M/m als Kosten des beweglichen Überbaues ansetzen, so daß der Doppelverschluß einer 54 m weiten Öffnung in Hemelingen vielleicht 70 000 M. gekostet hat, eine Summe, die zu Lasten des dort verwendeten, an sich ja sehr vorteilhaften selbstregelnden Segmentwehres gerechnet werden muß.

Materialbahn für Unterhaltung. In einer anderen Richtung dienen der Betriebswirtschaftlichkeit Einrichtungen, die für die Erleichterung der laufend wiederkehrenden Unterhaltungsarbeiten am Flußbett und Ufer angelegt sind. Ein Beispiel bietet das Aarewehr bei Ruppoldingen (S. 734). Hier hatte die Unternehmung des Elektrizitätswerks nach Genehmigungsbescheid die geordnete Anlage und dauernde Instandhaltung der Ufer auf etwa 1 km abwärts des Wehrs zu übernehmen. Sie war dieser Verpflichtung am

[1]) D. Bztg. 1910, Nr. 10.
[2]) Ann. d. P. et Ch. 5. VI. 1910.
[3]) Ausführl. Zeichnung siehe a. a. O.

Digitized by Google

rechten, hohlen Ufer durch Herstellung eines Zyklopenpflasters aus sehr großen, im eigenen Steinbruch gewonnenen Blöcken nachgekommen: Die vom Steinbruch am linken Ufer über die Wehrbrücke nach dem rechten und dort entlang verlegte Rollbahn hat man liegen gelassen, und sie erweist sich bei den immer wieder infolge von Uferanbrüchen nötig werdenden Nachbesserungen sehr nützlich.

Eisabwehr. Ein schwieriges Kapitel im Wasserkraftausbau, nicht nur für die Wehranlage allein, ist die Abwehr der durch Eisgang und Eisbildung gegebenen Schwierigkeiten und Gefahren.

Treibendes Eis muß, unter möglichst langer Aufrechterhaltung des Staus, durch das Wehr geschickt werden; Eisbildung an Verschlußteilen ist möglichst zu verhindern, um die volle Beweglichkeit der Öffnung zu erhalten, ein für Mittelgebirgländer mit ihrer im Winter an sich größeren und stärker wachsenden Wasserführung besonders wichtiger Punkt.

In beiden Richtungen ist das Verhalten der verschiedenen Wehrsysteme sehr ungleich.

Nadel-, Einzelklappen- und ältere Einzelschützenwehre sind bereits oben als untauglich erklärt worden, weil ihr Zusammenfrieren nicht zu verhindern ist. Abwärtsschwingende Loßständerwehre sind, wenn auch die Schützen zusammenfrieren, im Notfall immer noch durch Ausklinken der Loßständerfüße zum Ausschwingen zu bringen.

Große Schützen, namentlich Rollschützen sind der Vereisung durch Spritzwasser immer noch ausgesetzt, doch kann man sich hier durch häufiges Lüften (wie von Peggau, S. 823 berichtet) und fleißiges Aufhauen des Oberwassereises helfen. Das Eis wird dabei dann über die Schützenwand hinweg geschoben, viel vorteilhafter allerdings mit Eisklappen (Laufenburg, Augst) abgespült. Eine eigenartige Einrichtung hat man für die Aufeisung am Sillwehr der Stadt Innsbruck, bei Matrei, getroffen: Hier ist in einer kleinen Werkstatt, nahe dem Wehr, neben dem den Betriebsstrom liefernden Benzinmotor noch ein kleiner Dampfkessel aufgestellt. Aus ihm wird durch eine fest verlegte Gasrohrleitung mit verschiedenen Schlauchköpfen heißes Wasser auf die vereisten Schützen gegeben. Das Eis bildet sich trotz der oft längere Zeit auf 22° C herabgehenden Kälte nur bis zu einer gewissen Tiefe vom Spiegel herab und außen an gelegentlichen Spritzstellen. Die Wirkung des Heißwasserstrahls beginnt (nach Angabe des Wehrwärters) bereits bei 60 bis 70° C, und zur Erreichung dieser Temperatur im Kessel genügt eine halbe Stunde Anheizzeit, so daß man mit dieser Einrichtung, die als große Erleichterung bezeichnet wird, vor den früher manchmal vorgekommenen Überraschungen durch Sturzfluten gesichert ist. — Schützen mit Rollen sind durch die Möglichkeit des Vereisens derselben fast mehr gefährdet als die meist viel kleineren Gleitschützen, große Stoneyschützen in zweckmäßiger, namentlich Bühlerscher Ausbildung (S. 814) gestatten aber wenigstens, an die jeweils noch belasteten, über Wasser befindlichen Rollen heranzukommen, oder sie schützen sie, nach dem Heynschen Vorschlag (S. 816) ausgeführt, durch Verlegung ins Oberwasser vollständig vor dem Vereisen.

Klappen- oder Segmentschützen mit Seildichtung (Abb. 614 a) oder dergl. sind, weil wenig durchlässig, der Vereisung nicht in höherem Grade als Stoneyschützen ausgesetzt. Sie lassen sich bei einiger Wartung, und wo diese bei großen Anlagen nicht ausreicht oder erspart werden soll, durch Heizung der Lager und Fugen nach Art des Lockporter und Hemelinger Wehrs auch als Selbstregler gut in betriebsfähigem Zustand erhalten.

Am wenigsten Wartung im Frost verlangen die Walzenwehre, die wegen der Massigkeit des Verschlußkörpers wie der Ketten und Zahnstangen eine hohe Unempfindlichkeit gegen Eisstörungen selbst in hohen nördlichen Breiten (Finnland und Schweden) bewiesen haben. Über die mit dem Bromberger Wehr gemachten Erfahrungen teilt der Erfinder, Direktor Carstanjen[1]) folgendes mit: Das 1906 in Betrieb genommene Wehr hatte sogleich einen durch Kältegrad und Dauer gleich ungewöhnlichen Winter durchzumachen. Die gestaute Brahe war von Mitte Dezember bis Anfangs März zugefroren (Eisdicke 25 cm im Stromstrich, 50 cm am Ufer). „Indem man tagsüber einen Spalt von 0,04 bis 0,08 m zwischen Walze und festem Wehrrücken frei hielt, verhinderte man oberhalb der Walze auf einem Streifen von etwa 9 m Breite die Bildung einer Eisdecke vollständig ... Nachts mußte

[1]) Petersburger Schiffahrtskongreß 1908, I. 1.

Digitized by Google

jener Spalt in der Regel geschlossen werden, und es kam natürlich dann vor, daß sich bis zum Morgen dünne Eiskrusten vor und hinter der Walze gebildet hatten. Dieselben konnten aber durch geringes Anheben der letzteren jedesmal unschwer beseitigt werden."

Hierzu sei bemerkt, daß durch Einführung der Eisklappen der Wasserverlust bei derartigem Aufhalten der Eisbildung wesentlich vermindert ist. — Überdies hindert auch nichts, die Walze ruhig einfrieren zu lassen, da man sie wohl meistenorts im Bedarfsfall rasch genug wieder frei hauen kann. Abb. 659 zeigt ein 14 m weites, 1,1 m hohes Walzenwehr, in der Trisanna bei Wiesberg (Tirol) vollständig eingefroren; es kann nach Angabe des Wehrwärters (es wohnen zwei Mann am Wehr) binnen höchstens einer Stunde durch einfaches Aufhauen des Eises im Oberwasser betriebsbereit gemacht werden. —

Abb. 659. Wiesberg. Trisannafassung. Blick vom rechtsufrigen Hang flußabwärts.

Weiter teilt Carstanjen über die Bromberger Anlage mit: „Eiskrusten, die sich an die Außenseite (der Walze) ansetzen, waren außer Belang, hinderten oder erschwerten die Bewegung in keiner Weise und fielen bei Eintritt von Tauwetter sogleich ab. Die Zahnstangen wurden durch Aufstreuen von Viehsalz eisfrei gehalten. In dem ganzen . . . Winter genügten dazu 75 kg Viehsalz. Wahrscheinlich wären auch diese nicht einmal notwendig gewesen . . ., wenn die beschriebene neuartige Schilddichtung gleich von Anfang an vorhanden gewesen wäre. Die Bewegungsfreiheit der Walze war niemals im geringsten beeinträchtigt."

Weiter wird (in D. Bztg. 1910, Nr. 9) über das Verhalten der Ketten und Zahnstangen mitgeteilt: . . . das Eis, welches dem um die Walze gelegten Kettenteil anhaftet, fällt im allgemeinen infolge der Geradestreckung der Ketten beim Hochziehen ab; bei der massigen Konstruktion des Kettenrades ist es aber auch unbedenklich, wenn anhaftendes Eis bis dorthin mitgenommen wird, da es dort einfach herausgequetscht wird. (Selbst harte Steine, die zwischen Zahnkranz und Kette gelegen, werden „erfahrungsgemäß", ohne Schaden anzurichten, zerquetscht.)

Diese Ausführungen werden durch die weiteren Erfahrungen der Wasserbauinspektion Bromberg in der Hauptsache bestätigt. Unangenehm empfunden wird nur, daß die auch jetzt, nach Einbau der Schilddichtung nicht zu vermeidende Verwendung der Viehsalzstreuung die Rostbildung stark befördert. —

Allem nach darf man sagen, daß Schwierigkeiten wohl vorhanden, aber daß sie mit einfachen Mitteln zu bekämpfen sind — durch Verlegung der Dichtungsfuge unterwasserseits der Zahnstangen (S. 816) ließen sich die Verschlüsse zweifellos noch etwas verbessern.

Im Eisgang verlangen die verschiedenen Wehrsysteme wieder besondere Behandlung. Walzen und große Schützenwehre oder Hubsegmente gestatten, mit Eisklappen gebaut, wie es die Regel werden sollte, das Eis ohne übermäßigen Wasser- und Stauhöhenverlust abzuführen, ebenso Senkklappen oder Segmentschützen. Senkklappen und -segmente

Digitized by Google

werden auch gleich den Walzenwehren, wenn vom Eisgang überrascht, nicht allzuviel Schaden leiden, wie der von Schweinfurt berichtete Vorfall (S. 272) vermuten läßt. Ungünstiger verhalten sich die Ständerwehre, auch als Abwärtsschwinger. Selbst wenn man einzelne Schützfelder, am besten nächst dem Kanaleinlaß, mit Senkschützen (Abb. 600, 603, 285, 645) ausstatten wollte, bliebe immer noch die naturgemäß enge Stellung der Schwingständer dem Eisabzug hinderlich. In St. Maurice a. d. Rhône, wo ein Senken der Schützen nicht ermöglicht ist, hilft man sich in der Weise, daß man Gruppen von drei der 1,6 m breiten Loßständerrahmen zieht und die entstandene Lücke durch rd. 25 cm weite, an den Enden mit Haltebügeln versehene Mannesmannrohre verschließt. Die Rohre werden zu diesem Zweck an Drahtseilen wagerecht liegend, als kleine Wehrwalzen, an den Randständern der frei gemachten Öffnungen herabgelassen und schließen, so übereinander gereiht, ziemlich dicht ab. Oben kann eine beliebig starke Überfallhöhe freigelassen werden — ein sinnreiches, aber doch etwas primitives Auskunftsmittel. Bei Neuanlagen wird man es lieber durch Benutzung senkbarer Schützen entbehrlich machen, sofern nicht die dabei im Wasser verbleibenden Loßständer gefährdet erscheinen, was dann überhaupt zur Wahl einer andern Verschlußform führen müßte.

5. Auswahl der Verschlußform, Kostenfrage.

Technische Gesichtspunkte. Die vorausgegangenen Abschnitte haben neben manchen untauglichen eine stattliche Reihe von brauchbaren Verschlußformen nachgewiesen, zwischen denen in manchen Fällen die Wage der Entscheidung schwanken und vielleicht nur vom persönlichen Geschmack des Ingenieurs zum Ausschlag gebracht werden wird. In vielen andern Fällen wieder werden schon die gegebenen äußeren Verhältnisse Fingerzeige geben und den Kreis beschränken. Die Natur des abzusperrenden Flußlaufs, Korngröße und Menge der Geschiebe, Dauer und Häufigkeit des Geschiebegangs, Klima, Gefälle des Talwegs und in Verbindung damit: Höhe der Neigung zu Eisstopfungen, Art und Dauer des Auftretens von Hochwasser, Bebauungszustand des Überschwemmungsgebiets, als maßgebend für die Mitbringsel, Heu, Büsche, Bäume, — Betriebsverhältnisse, — all diese verschiedenartigen Gesichtspunkte wollen bei der Anlage eines beweglichen Wehrs, der Wahl des Verschlußsystems und der Bemessung der Öffnungsweiten wohl berücksichtigt sein.

Von hier aus läßt sich mit der bei Verallgemeinerungen gebotenen Vorsicht eine gewisse Abgrenzung zunächst nach technischen Gesichtspunkten vornehmen: In Flüssen mit starken Eisgängen und Neigung zu Eisstopfungen, also hauptsächlich gefällsarmen Flüssen wird man große Öffnungsweiten anstreben, die sich auch im Frost, bei einsetzendem Eisgang noch sicher und rasch freimachen lassen. Dazu eignen sich in erster Linie Walzen zum Heben oder Tauchen und Tauchsegmentwehre vom Lockporttyp. Letztere namentlich dort, wo sehr große Lichtweiten und größte Einfachheit der Bedienung, womöglich Selbstregulierung, gewünscht wird. Stoneyschützen, auslösbare Schwingständerwehre nach Bitterfelder oder Obristvier Muster, Hubsegmentschützen treten bei mittleren Lichtweiten mit den Walzen und Tauchsegmenten in Wettbewerb; bei gleichzeitig sehr großen Stauhöhen bleiben nur die Stoneyschützen auf dem Plan. Kleinere Öffnungen unter 15 bis 10 m wird man lieber in eisganggefährlichen Flüssen vermeiden, wenn schon manche Ausführungen (Wisconsinwerk, S. 824) zeigen, daß man bei Anwendung schlanker Pfeilerformen auch hier brauchbare Lösungen erhalten kann. Ein sehr beachtenswerter Weg, um die wegen ihrer großen Wohlfeilheit und leichterer Regulierbarkeit an sich vorteilhaften kleineren Schützenbreiten (seien es Segmente oder Gleitschützen u. dgl.) nicht ganz beiseite lassen zu müssen, ist die Ausführung „gemischter" Wehre — das sind: Wehranlagen mit verschiedenen Stauwerksformen nebeneinander. Dafür bieten Beispiele: die Münchener Wehre (kleine Schützen und festes Überfallwehr als Eis- und Schwemmselnotentlaster, Abb. 277, 293), das Crotonwehr (kleine Segmente und große Eisabzugklappe, Abb. 551 b, 549 a).

(Daß bei solchen Anordnungen der Einheitspreis der verschiedenen Schützen, Winden usw., wegen der Notwendigkeit, mehr Modelle anzuschaffen u. a. m., in der Regel etwas höher ausfallen muß, wird in vielen Fällen den erreichbaren Vorteil doch nicht aufheben können.)

Digitized by Google

Eigengewicht und Anlagekosten

Bemerkung: Die eingeklammerten Zahlen beruhen

O.-Z.	Ort der Ausführung	Bauart des Verschlusses	Anzahl der Öffnungen	Stauhöhe (O.-W. bis U.-W.)	Abmessungen der Verschlußwand: Lichte Breite (b)	Nutzbare Höhe (h)	Fläche ($b \cdot h$)	($b \cdot h^{1,5}$)	Gewicht der
				m	m	m	qm	$m^{2,5}$	
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
1	Augst-Wyhlen (Entwurf)	Stoney-schützen	10	8,4	$10 \times 17,5$	9,00	1575,0	4720,0	Im ganzen . . . . . Schützen mit Eisklappen. . Steg mit Winden, Ketten, Laufbahnen u. Dichtungsschienen . . . . .
2	Laufenburg (Rhein)	Zweiteilige Stoney-schützen	4	10,0	17,3	2 je 15 2 je 12,5	519 430	2004 1530	} Nur Schützengewicht . }
3	Rheinfelden (Rhein)	Stoney-schützen	8	1,0	$8 \times 22,1$	0,9	159,2	150	Schützengewicht ohne Aufzug
4	Albulawehr (Zürich)	desgl.	3	17,0	$2 \times 8,0$ $+ 1 \times 15,0$	9,00 5,00	219,0	600,0	Gesamte Eisenkonstruktion einschl. Steg und Bewegungseinrichtung . . . Verschlußvorrichtung allein. Im ganzen . . . 2 Schützen zu 8 m Weite . 1 Schütze zu 15 m Weite .
5	Kleinhüningen (im Rhein) Entwurf	desgl.	8	4,90	$6 \times 24,5$ $+ 2 \times 24,75$	6,7 6,7	1317	3310	Im ganzen . . . . . Die Schützen allein . . . . 4 Eisklappen . . . . . Dienstbrücke . . . . .
6	Simmewehr bei Kandersteg	desgl.	1	—	7,0	7,0	49,0	130	Im ganzen . . . . . Unteres Schütz . . . . . Oberes Schütz . . . . .
7	Tuilière	desgl.	8	12	7×10 $+ 1 \times 7$	13	924	3600	Im ganzen (Schützen, Steg und eiserne Dammbalken) Schützen ohne Gegengewichte Aufzugvorrichtungen . . . . Steg . . . . . Gegengewichte . . . . .
8	Chèvres (Genf)	desgl.	6	—	6×10	8,5	510	1485	Wehrschützen mit Zubehör und Steg . . . . . Schützen allein . . . . .
9	Schwimmschützenwehr Lengers in der Werra	Schützenwehr	2	—	2×15	3,75	112,5	218	Im ganzen . . . . . Schützen . . . . . Windwerke, Aufzugketten und Laufbahnen . . . . Steg . . . . . Gegengewichte . . . . .
10	Losständerwehr bei Bocholt in der Aa (Westfalen)	Losständerwehr	1	—	15,8	2,2	34,76	51,5	—

Digitized by Google

beweglicher Wehre.

auf Schätzung bzw. schätzungsweiser Entzifferung! Tabelle 6.

Eisenkonstruktion			Preis der Ausführung			Preis der Gewichtseinheit	Bemerkungen	Quellenangabe
Im ganzen (G)	Auf die Einheit der Fläche ($G:F$)	Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($G:b \cdot h^{1,5}$)	Im ganzen (P)	Auf die Einheit der Fläche ($P:F$)	Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($P:b \cdot h^{1,5}$)			
kg	kg	kg	M.	M.	M.	M/t		
11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.
2290000	1450	485	1030000	658	214	450	450 M/t ist der durchschnittliche Vergebungspreis der gesamten Eisenkonstruktion einschl. kompletter Aufzugvorrichtung.	Von den Kraftübertragungswerken Rheinfelden mitgeteilt.
950000	602	201	—	—	—	—		
1340000	843	278	—	—	—	—		
592000	1140	295	—	—	—	—	Schützen der Höhe nach untergeteilt, vgl. Text S. 848.	—
522000	1220	342	—	—	—	—		
88000	552	588	—	—	—	—	Vgl. Text S. 909.	—
(405000)	(1850)	(675)	202500	926	338	(500)		Von Herrn Direktor Wagner (Elektrizitätswerk Albula der Stadt Zürich) mitgeteilt.
192700	880	321	(96500)	(441)	(161)			
141200	980	235	—	—	—	(500)	Ohne Gegengewichte (Eisenbeton)	
51500	690	860	—	—	—		Einheitspreis geschätzt.	
(2310000)	(1760)	(700)	1040000	792	314	(450)	Die Gewichte wurden aus einem angenommenen Einheitspreis von 450 M/t zurückgerechnet.	Denkschrift d. städt. Gas- u. Wasserwerks Basel.
(1890000)	(1440)	(570)	850000	648	256	(450)		
(44000)	(34)	(14)	20000	15	6	(450)		
(376000)	(286)	(114)	170000	128	51	(450)		
21500	440	166	—	—	—	—	Zweiteiliges Schütz.	Schweiz. Bauzeitung Bd. 52.
11500	—	—	—	—	—	—	Wasserdruck 3,5—7 m.	
10000	—	—	—	—	—	—	„ 0—3,5 m.	
1790000	1940	497	1035600	1120	287	578	Preis eines Schützes einschl. Gegengewichte 105000 M.	Annales d. ponts et chaussées 1910, III.
—	—	—	(700000)	—	—	(578)	Preis einer Aufzugvorrichtung 5700 M.	
—	—	—	45600	50	13	—		
—	—	—	150000	162	42	—	Preis des Stegs im ganzen 150000 M.	
—	—	—	(140000)	(152)	(39)	(578)	Der Steg hat noch eine Landöffnung von 7 m.	
(780000)	(1530)	(525)	390000	765	262	(500)	Einheitspreis geschätzt.	Comptes rendus des Services Industriels 1908 (Genf 1908).
300000	589	202	—	—	—	—	1 Schütze hat ein Gewicht von 50 t.	
180800	1600	830	132000	1170	605	730	Ausführungskosten der gesamten Verschlußvorrichtung einschl. Lieferung und Aufstellung und allem Zubehör.	Nach „Glückauf", Berg- u. Hüttenmännische Zeitschrift, 1906, Heft 30 u. nach Mitteilungen von Amme, Giesecke u. Konegen, A.-G., Braunschweig.
140000	1240	640	—	—	—	—		
28000	249	128	—	—	—	—		
4000	36	18	—	—	—	—		
8800	78	41	—	—	—	—	Die Schützen sind als Schwimmkörper mit wasserdichten Kammern ausgebildet, in die Wasser eingelassen werden kann, so daß das Gewicht der Körper = dem Auftrieb wird.	
(52800)	(1520)	(1021)	29000	834	561	(550)	Mit dem angenommenen Einheitsgewicht von 550 M/t die Gewichte schätzungsweise bestimmt. Erste Anwendung einer Ständerverriegelung. Griesständer von Harkort als Hebel ausgeführt.	Z. f. Bauwesen 1898, Heft VII—IX.

Digitized by Google

Eigengewicht und Anlagekosten

Bemerkung: Die eingeklammerten Zahlen beruhe

O.-Z.	Ort der Ausführung	Bauart des Verschlusses	Anzahl der Öffnungen	Stauhöhe (O.-W. bis U.-W.)	Abmessungen der Verschlußwand				Gewicht der
					Lichte Breite (b)	Nutzbare Höhe (h)	Fläche		
							$(b \cdot h)$	$(b \cdot h^{1,5})$	
				m	m	m	qm	$m^{2,5}$	
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
11	Elbe bei Melnik Schiffsdurchlaß	Kleine Gleitschützen	1	—	28,0	3,10	87,0	153	Im ganzen . . . . . Brückenkonstruktion einschl. Lagerung und Führung . Wehrkonstruktion samt Verankerung und Ketten . .
12	desgl. die Hauptöffnung	desgl.	1	—	69,44	2,05	142	204	
13	Muldewehr bei Bitterfeld (Losständer an fester Brücke)	Kleine Rollschützen	5	—	$5 \times 11{,}27$	2,13	120,2	174,4	Im ganzen . . . . . Brücke einschl. Geländer usw. 20 Lagerplatten . . . . . 25 Schützentafeln ohne Holzleisten . . . . . Griesständer, Holme, Aufhängung, Verriegelung . . Fußlager d. Griesständer . . 25 Schützenwinden zu 386 M. 5 Griesständerwind. (z. 500 M.)
14	Elbe bei Obriství Schiffsdurchlaß	Kleine Gleitschützen	1	2,20	28,0	3,8	106,4	207,0	Im ganzen . . . . . Brückenkonstruktion einschl. Lagerung und Führung . . Rahmenkonstruktion samt Schützen und Ketten . .
	desgl. die Hauptöffnung	desgl.	1	2,20	62,20	2,65	164,5	268,0	Wehrkonstruktion samt Verankerung, Schützen und Ketten . . . . .
15	Moldau bei Mitovic	Kleine Rollschützen	1 Mittelöffnungen 2 Seiten-	3,8	$1 \times 56{,}0$ $2 \times 57{,}4$	5,0 2,7	275,0 448,0	1489,0	—
16	Pforzheim (Enzfluß)	Losständer eiserne Gleitschützen	4	2,25	$4 \times 4{,}75$	1,75	33,3	44,0	Im ganzen . . . . . Winden und Aufzüge . . . Dienststeg und Losständer . Schützentafeln . . . . .
17	Gutach (Simonswälderbach bei Waldkirch)	Klappe	1	19,0	19,0	0,5	9,5	0,7	—
18	Schnellingen (Kinzigfluß)	Zweiteiliges Klappenwehr	1	0,6	15,84	0,6	9,08	7,4	—
19	Sirnach	Klappenwehr	1	—	8,4	0,8	6,72	6,0	—

Digitized by Google

beweglicher Wehre.

auf Schätzung bzw. schätzungsweiser Entäfferung!

Tabelle 6.

Eisenkonstruktion			Preis der Ausführung			Preis der Gewichtseinheit	Bemerkungen	Quellenangabe
Im ganzen (G)	Auf die Einheit der Fläche ($G:F$)	Auf die Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($G:b \cdot h^{1,5}$)	Im ganzen (P)	Auf die Einheit der Fläche ($P:F$)	Auf die Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($P:b \cdot h^{1,5}$)			
kg	kg	kg	M.	M.	M.	M:t		
11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.
51300	591	336	34000	391	222	(661)	Hubbrücke mit angehängtem drehbarem Schützenrahmen, Schützen aus Holz 6,1 cbm. Handantrieb. 33300 M.	—
39300	455	258	—	—	—	—		
11800	136	77	—	—	—	—	Niederlegbares Schützenwehr mit Hauptböcken, Zwischenständern und Wehrsteg. Schützen aus Holz 8,9 cbm. Handantrieb. 17800 M.	
56000	395	275	45400	320	223	810	Elektr. Antrieb für beide Wehre 32600 M.	
(74674)	620	428	(41744)	346	239	(560)		Nach Akten des Kgl. Meliorationsbauamts Merseburg.
20000	171	118	9671	80	55	470		
858	7	5	313	3	2	365		
11253	94	65	7290	61	42	646,5		
23151	193	133	11520	96	66	497		
2622	22	15	800	7	5	305		
(12850)	107	74	9650	80	55	(750)	Einheitspreis geschätzt u. daraus das Gewicht gerechnet.	
(3340)	28	19	(2500)	20	12	(750)		
57600	540	279	28400	266	137	(494)	Hubbrücke mit angehängtem drehbarem Schützenrahmen. Maschinelle Ausrüstung für Handantrieb 16300 M.	Nach Mitteilung d. k. k. Direktion für den Bau der Wasserstraßen in Wien.
41100	386	199	—	—	—	—	Schützen aus Holz 7,7 cbm.	
16300	155	80	—	—	—	—	Niederlegbares Schützenwehr mit Hauptböcken, Zwischenständern und Wehrsteg. Maschinelle Ausrüstung für Handantrieb 6600 M. Schützen aus Holz 10 cbm. Elektr. Antrieb für beide Wehre 28700 M.	
73000	444	272	44000	267	164	602		
215250	298	144	—	—	—	—	—	Nach Jahresbericht u. Mitteilung der k.k. Kommission für die Kanalisierung d. Moldau- u. Elbeflusses in Böhmen.
26600	802	608	18766	565	427	700	(Gründung, Wehrwangen, Nebenanlagen, Floßgasse 5/12 m, Fischpaß: rund 36000 M. weiter.)	Gr. Wasser- u. Straßenbauinspektion Pforzheim.
—	—	—	8500	255	194	—		
—	—	—	6604	200	150	—		
—	—	—	3662	110	83	—		
—	—	—	2500	264	373	—	Hölzerne Klappwand an drehbarer Welle, die vom Ufer aus durch Zahnradquadrant und Schnecke bewegt wird. (Betonviertes Stufenwehr und Wangen noch 12000 M.)	Firma Gütermann & Cie., Gutach.
—	—	—	950	104	128	—	Preis der Eisenteile, der Staufafeln und übrigen Holzteile. (Gründung u. Pflasterarbeit nebst Bauleitg. weit. 4800 M.)	Gr. Rheinbauinspektion Offenburg.
—	—	—	3650	542	610	—	Preise einschl. Gegengewicht. Selbsttätiges Wehr.	A.-G. Stauwerke Zürich.

Digitized by Google

Eigengewicht und Anlagekosten

Bemerkung: Die eingeklammerten Zahlen bedeu

O.-Z.	Ort der Ausführung	Bauart des Verschlusses	Anzahl der Öffnungen	Stauhöhe (O.-W. bis U.-W.) m	Abmessungen der Verschlußwand: Lichte Breite (b) m	Nutzbare Höhe (h) m	Fläche ($b \cdot h$) qm	Fläche ($b \cdot h^{1,5}$) $m^{2,5}$	Gewicht der
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
20	Elbe bei Königgrätz	Segmentwehre	2	3,0	2 × 18,0	2,25	81,0	121,0	—
21	Saane bei Freiburg (Schweiz)	desgl.	4	rd. 12	4 × 7,236	4,00	116,0	232,8	Im ganzen einschl. eiserner Pfeiler Verschlußkörper Eiserne Pfeiler Steg u. Aufzugvorrichtungen
22	Wehr bei Thusy-Hauterive	desgl.	1	—	5,37	2,0	10,74	15,5	—
23	Landwehrkanal Berlin	desgl.	1	—	5,56	1,6	9,0	11,3	Zusammen Verschlußkörper Steg und Ketten Winden
24	Dortmund-Emskanal	desgl.	1	—	18,00	3,0	54,0	93,6	Zusammen Verschlußkörper Bewegungsvorrichtung Gegengewicht
25	Werdersche Mühlgraben Berlin	desgl.	1	—	12,0	1,87	22,4	30,7	—
26	Lez, Kreuzung mit dem Kanal von der Rhône nach Cette	desgl.	1	—	6,6	3,6	23,76	45,0	—
27	Heimboldhausen a. d. Werra	Walzenwehr	1	2,00	1 × 28,00	2,00	56,00	79,0	—
28	Tübingen a. Neckar	desgl.	3	4,10	2 × 26,5 + 1 × 6,5	2,15 3,26	135,2	205,4	—
29	Bleikendorf a. d. Bode	desgl.	2	2,50	1 × 9,26 + 1 × 8,70	2,49	44,7	70,4	—
30	Neckarwerke: Neckarsteinach	desgl.	3	4,00	3 × 35,00	4,00	420,0	840,0	—
31	Binau unten	desgl.	3	3,60	3 × 35,00	3,60	378,0	716,0	—
32	Walze 1	—	—	—	20,0	2,00	40,0	56,4	—
33	„ 2	—	—	—	25,0	2,50	62,5	79,0	—
34	„ 3	—	—	—	30,0	3,00	90,0	156,0	—
35	„ 4	—	—	—	35,0	3,50	122,5	228,0	—
36	„ 5	—	—	—	40,0	4,00	160,0	320,0	—
37	Main b. Schweinfurt Grundablaß	desgl.	1	—	18,0	4,13	74,34	151,1	—
38	Main b. Schweinfurt Hauptwehr	desgl.	1	—	35,0	2,00	70,0	98,6	—
39	Landwehrkanal Berlin	desgl.	1	—	5,56	1,6	8,9	11,25	Im ganzen Walze Winde Zahnstangen
40	Brahe bei Brahnau	desgl.	1	—	22,0	2,5	55,0	86,95	Im ganzen Walzen Bewegevorrichtg. u. Zubeh.

Digitized by Google

beweglicher Wehre.

auf Schätzung bzw. schätzungsweiser Entifferung! Tabelle 6.

Eisenkonstruktion			Preis der Ausführung			Preis der Gewichtseinheit	Bemerkungen	Quellenangabe
Im ganzen (G)	Auf die Einheit der Fläche ($G:F$)	Auf die Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($G:b \cdot h^{1,5}$)	Im ganzen (P)	Auf die Einheit der Fläche ($P:F$)	Auf die Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($P:b \cdot h^{1,5}$)			
kg	kg	kg	M.	M.	M.	M/t		
11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.
68100	843	563	55300	685	458	811	Segmentwehr, Patent Hübel (Österr. Pat. Nr. 35206). Die Gewichte der Verschlußkörper sind einschl. Lagerung u. Führung angegeben, ebenso sind die beiden letzteren in den Preisen inbegr. Die maschinelle Einrichtung für elektrischen u. Handantrieb kostet 51000 M.	Nach Mitteilung der k. k. Direktion für den Bau der Wasserstraßen in Wien.
81000	698	348	34000	294	146	420	Preis fertig montiert 520 Frcs/t = 420 M/t.	Nach Mitteilung der Eisenwerk-Aktiengesellschaft Boßhard & Cie., Näfels (Schweiz).
50000	431	215	—	—	—	—		
25000	216	108	—	—	—	—		
6000	52	25	—	—	—	—		
6450	600	416	—	—	—	—	— —	desgl.
5210	580	461	3760	418	333	639	— —	Zentralbl. der Bauverwaltung Nr. 91, 9. XI. 1907.
2000	222	177	—	—	—	—		
2400	267	212	—	—	—	—		
810	90	72	—	—	—	—		
94900	1740	1005	45070	835	481	479	— —	desgl.
34000	630	364	16300	302	174	479		
22000	407	235	21500	400	230	980		
38000	704	406	7270	134	78	191		
6350	283	206	9000	401	293	1415	— —	desgl.
—	—	—	11000	463	—	—	— —	Ann. d. Trav. Publ. de Belgique 1909, S. 455.
45800	818	580	—	—	—	—	— —	Nach Mitteilung der Brückenbauanstalt Gustavsburg (M.A.N.)
103500	765	505	—	—	—	—	Von den 3 Öffnungen sind die 2 großen durch Walzenwehre, die kleine durch Grundablaßschütze verschlossen.	desgl.
—	—	—	—	—	—	—	— —	desgl.
326000	776	388	—	—	—	—	— —	desgl.
284000	751	396	—	—	—	—	— —	desgl.
42000	1050	744	—	—	—	—	— —	desgl.
74000	1182	935	—	—	—	—	— —	desgl.
105000	1167	674	—	—	—	—	— —	desgl.
148000	1210	649	—	—	—	—	— —	desgl.
275000	1719	890	—	—	—	—	— —	desgl.
72000	979	481	—	—	—	—	— —	Z. Ver. deutsch. Ing. 1908.
88000	1255	892	—	—	—	—	— —	desgl.
6946	780	616	6000	675	534	865	— —	Z. d. Bauverwaltung Nr. 91, 9. XI. 1907.
3600	630	498	—	—	—	—		
800	90	71	—	—	—	—		
546	60	48	—	—	—	—		
52000	946	599	32000	580	368	615	— —	desgl.
40000	728	460	23000	420	265	575		
12000	218	139	9000	160	103	750		

Digitized by Google

Bemerkung: Die eingeklammerten Zahlen beruhen

O.-Z.	Ort der Ausführung	Bauart des Verschlusses	Anzahl der Öffnungen	Stauhöhe (O.-W. bis U.-W.)	Abmessungen der Verschlußwand: Lichte Breite (b)	Nutzbare Höhe (h)	Fläche ($b \cdot h$)	Fläche ($b \cdot h^{1,5}$)	Gewicht der
				m	m	m	qm	$m^{2,5}$	
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
41	Kolbermoor, Bayern, Maugfall	Walzenwehre	1	—	30,0	1,7	51,0	66,6	Im ganzen Steg Verschlußkörper Zahnkranz, Zahnstange usw. Windewerk und Hubkette
42	Kissingen, Bayern, Saale	desgl.	1	—	10,0	2,65	26,5	43,1	Im ganzen Verschlußkörper Zahnstange, Zahnkranz usw. Windewerk und Hubkette Steg
43	Nienburg b. Magdeburg, Bode	desgl.	2	—	2 × 10,0	2,65	53,0	80,6	a) b) c) d) e) wie oben
44	Neugattersleben bei Magdeburg, Bode	desgl.	1	—	17,5	2,95	51,6	89,3	a) b) c) d) e) wie oben
45	Poppenweiler, Neckar	desgl.	2	—	2 × 28,0	3,6	201,6	380,0	a) b) c) d) e) wie oben
46	Troubeck, Mähren, Becwa	desgl.	1	—	10,0	1,75	17,5	23,1	a) b) c) d) e) wie oben
47	Schönenwerd, Aare	desgl.	1	—	17,0	2,0	34,0	47,9	a) b) c) d) e) wie oben
48	St. Michel, Savoyen Arc	desgl.	1	—	30,0	3,0	90,0	156,0	a) b) c) d) e) wie oben
49	Verona, Etsch	desgl.	1	—	12,0	3,4	40,8	75,5	a) b) c) d) e) wie oben
50	Ensokoski	desgl.	2	—	2 × 18,0	3,5	126,0	236,0	a) b) c) d) e) wie oben
51	Trollhättan, Göta-Elf	desgl.	2	—	2 × 20,0	3,6	144,0	272,0	a) b) c) d) e) wie oben
52	Deyctors, Klarelfven	desgl.	2	—	2 × 32,0	3,5	224,0	415,0	a) b) c) d) e) wie oben

Digitized by Google

Eisenkonstruktion			Preis der Ausführung			Preis der Gewichtseinheit	Bemerkungen	Quellenangabe
Im ganzen (G)	Auf die Einheit der Fläche ($G:F$)	Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($G:b \cdot h^{1,5}$)	Im ganzen (P)	Auf die Einheit der Fläche ($P:F$)	Einheit von $b \cdot h^{1,5}$ ($P:b \cdot h^{1,5}$)			
kg	kg	kg	M.	M.	M.	M/t		
11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.
52000	1020	780	—	—	—	—	— —	Z. Ver. deutsch. Ing. 1908.
3000	59	45	—	—	—	—		
34000	668	511	—	—	—	—		
8400	164	126	—	—	—	—		
6600	130	99	—	—	—	—		
14200	535	329	—	—	—	—	— —	desgl.
9000	340	209	—	—	—	—		
2500	94	58	—	—	—	—		
1200	45	28	—	—	—	—		
1500	57	35	—	—	—	—		
27900	525	346	—	—	—	—	— —	desgl.
20200	381	250	—	—	—	—		
3800	72	47	—	—	—	—		
1500	28	19	—	—	—	—		
2400	45	30	—	—	—	—		
26800	519	301	—	—	—	—	— —	desgl.
21000	407	235	—	—	—	—		
2800	54	32	—	—	—	—		
1500	29	17	—	—	—	—		
1500	29	17	—	—	—	—		
176800	880	465	—	—	—	—	— —	desgl.
112000	558	295	—	—	—	—		
28000	139	74	—	—	—	—		
24800	123	65	—	—	—	—		
12000	59	31	—	—	—	—		
25800	1475	1118	—	—	—	—	— —	desgl.
16000	913	691	—	—	—	—		
4900	280	212	—	—	—	—		
2400	137	104	—	—	—	—		
2500	143	109	—	—	—	—		
25000	735	523	—	—	—	—	— —	desgl.
18000	530	376	—	—	—	—		
3000	88	63	—	—	—	—		
2200	65	46	—	—	—	—		
1800	53	38	—	—	—	—		
74400	825	477	—	—	—	—	— —	desgl.
55000	611	353	—	—	—	—		
13000	144	83	—	—	—	—		
3900	43	25	—	—	—	—		
2500	28	16	—	—	—	—		
36300	890	482	—	—	—	—	— —	desgl.
22000	539	291	—	—	—	—		
9000	220	119	—	—	—	—		
2300	56	31	—	—	—	—		
3000	74	40	—	—	—	—		
108000	859	458	—	—	—	—	— —	desgl.
76000	603	321	—	—	—	—		
12000	95	51	—	—	—	—		
11140	89	47	—	—	—	—		
8860	71	38	—	—	—	—		
131500	914	484	—	—	—	—	— —	desgl.
98000	680	360	—	—	—	—		
12000	83	44	—	—	—	—		
12500	87	46	—	—	—	—		
9000	63	33	—	—	—	—		
220000	983	530	—	—	—	—	— —	desgl.
162000	723	390	—	—	—	—		
16000	72	39	—	—	—	—		
22000	98	53	—	—	—	—		
20000	90	48	—	—	—	—		

Digitized by Google

Handelt es sich um einen grobes Geschiebe in größeren Mengen führenden Fluß, so wird man unter sonst gleichen Verhältnissen Tauchverschlüsse ohne Not lieber nicht anwenden. Walzen- und Tafelschützen, Hubsegmente stehen dann je nach Öffnungsgröße und Stauhöhe noch zur Verfügung, Schwingständerwehre sind wegen der Schwierigkeit der Kiesablagerungen Herr zu werden (S. 302), lieber zu meiden. In Flüssen mit mildem Eisgang, zahmen Hochwasserfluten, geringer Geschiebebewegung hat man freieste Wahl und kann ganz nach den noch nicht berührten technischen Gesichtspunkten und vor allem nach den wirtschaftlichen wählen. An noch nicht berührten technischen Gesichtspunkten wäre in erster Reihe noch an Wasserdichtigkeit und Einfachheit zu erinnern, durch den die Lossständerwehre immerhin etwas zugunsten der großen einheitlichen Verschlüsse; Walze, Tafelschütz, Segment und Klappe zurückgedrängt werden. Die Regulierfähigkeit ist ein weiterer Punkt, in dem die einheitlichen Wehrverschlüsse überlegen sind, namentlich da sie viel eher Fern- oder selbsttätige Schwimmersteuerung zulassen. Verschlüsse, die mit natürlichem hydraulischem Antrieb, womöglich selbsttätig, arbeiten können, sollten unter sonst gleichen Umständen bevorzugt werden (Lockportsegmente, Büchlersche Klappen). Bei Walzenwehren, Stoneyschützen usw. sollte man wenigstens durch Anordnung von Aufsatzklappen oder Saugüberfällen eine (begrenzte) selbsttätige Regulierung ermöglichen.

Wirtschaftliche Gesichtspunkte. Soweit sich die Wirtschaftlichkeit mit der Frage der Unterhaltungskosten, des Kraftbedarfs, der Wartungskosten usw. deckt, ist sie in den vorausgegangenen Sätzen, zwischen den Zeilen, schon mit behandelt. Es bleibt also nur noch die Frage der Anlagekosten. Aber hierüber läßt sich ein allgemeines Urteil nur schwer abgeben, denn wenn sich auch die Kosten der verschiedenen Verschlußarten einwandsfrei vergleichen ließen — an sich wegen der Verschiedenheit von Ort und Zeit schon schwierig —, so wäre damit noch wenig für die Frage selbst gewonnen, weil die Kosten der Pfeiler, der Schwelle und Gründung auch, unter Umständen in sehr hohem Maße, von der Verschlußform bedingt werden (Hemelingen!), dabei aber gleichzeitig von den jeweiligen örtlichen Bodenverhältnis en in sehr hohem Grad abhängen. Um also ein wirklich zutreffendes Bild zu erhalten, sollte man bei allen nur halbwegs größeren Aufgaben nicht darauf verzichten, die wichtigsten technisch möglichen Lösungen auszuarbeiten und mit sorgfältigen Kostenanschlägen zu vergleichen. Dabei ist natürlich statisches Gefühl, geschärft an dem Studium älterer Ausführungen insofern sehr wertvoll, als es erlaubt, von vornherein die Ansprüche der verschiedenen Entwürfe an Eisen-, Mauerwerks-, Gründungsaufwand usw. abzuschätzen und die Ausscheidung zur engeren Wahl zu erleichtern. Wie sich in dieser Beziehung die verschiedenen Bauweisen allgemein verhalten, wurde gelegentlich bei den vorausgeschickten Beschreibungen schon festzustellen versucht. Zur weiteren Klärung gibt Tabelle 6 eine nach den erreichbaren Mitteilungen ausgearbeitete Zusammenstellung, die keiner Erläuterung bedarf und deren Zuständigkeitsgrenzen nach dem Vorausgeschickten klarliegen dürften.

—

3. Gesamtanordnung von Wasserfassungen.

Anforderungen. Die Aufgabe des Stauwerks als Mittel der Wasserfassung ist an sich einfach die: Das von oben zufließende Wasser vom unten liegenden Flußlauf nach Bedarf dicht abzuschließen und eine hinreichende Stauhöhe zu schaffen für die seitliche Ableitung in einen Kanal oder eine Vorbucht von wünschenswerter Tiefe. Die Anforderungen der Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit lösen diese an sich einfach erscheinende Aufgabe in eine Reihe von Einzelansprüchen auf, die je nach den Wasserverhältnissen, den örtlichen und klimatischen Bedingungen nur mit mehr oder minder großen Schwierigkeiten und Opfern zu erfüllen sind.

Das der Turbinenanlage zugeführte Wasser muß einigermaßen frei von fremden Beimengungen sein: Grundeis und Oberflächeneis sind womöglich gleich am Anfang eines etwa vorhandenen Oberkanals zurückzuhalten. Ersteres, weil es den Rechen und die Tur-

Digitized by Google

binen zusetzen kann, letzteres: weil es sich gern flach vor den Rechen legt, zu seiner Abführung am Turbinenhaus unnützen Wasserverbrauch erheischt, weil es in Erdkanälen z. B. die Kanalwandungen aufschürft, und, wenn es sich vor Einbauten etwa stellt, einen Aufstau im Kanal und Gefällverluste, außerdem durch sein bloßes Dasein Wasserverluste bzw. verminderte Nutzwasserführung, bedingt[1]). Grobe Hochwassermitbringsel: Bäume, Ackergeräte, Bretter usw. wird man fast immer schon vom Eintritt selbst in weite Oberkanäle abhalten wollen, weil sie Beschädigungen, Querschnittsverlegungen usw. veranlassen. Kleinere Schwemmsel (Wasserpflanzen, ersoffenes Heu, Laub), die man nur mit feineren, vieler Wartung bedürfenden Rechen abhalten kann, läßt man meist, außer wo das Werk unmittelbar am Wehr liegt, zunächst in den Oberkanal ein, um sie erst beim Turbinenhaus auszuscheiden. Geschiebe und Sinkstoffe jeder Größe bis zum feinen Sand, können bei geringer Fließgeschwindigkeit die Oberkanäle, namentlich zu weit bemessene, verlegen, in groben Stücken: sich im Rechen festsetzen, in feineren: im Durchgang durch die Leit- und Laufräder der Turbinen deren Abnutzung unangenehm beschleunigen. Man sucht daher wohl immer etwa vorkommendes grobes Geschiebe von vornherein vom Kanal fernzuhalten, über die zur Abwehr angelegte Schwelle hereingewirbelte Kiesel und auch massenhaft auftretenden Schwimmsand gleich hinter dem Einlaß festzuhalten und wieder auszuscheiden. Unter Umständen aber, wenn die örtlichen Verhältnisse beispielsweise die Anlage der dazu nötigen Klärweiher am Wehr selbst nicht gut ermöglichen, schickt man sich wohl auch darein, die feineren Sinkstoffe ein längeres Stück mitzuschleppen (wobei aber dann der Kanalquerschnitt hinreichend eng bemessen sein muß), um sie an geeigneter Stelle in einem besonderen Klärbecken, vielleicht erst bei der Turbinenanlage selbst, auszuscheiden.

Aber nicht nur der Ort, wo man klären soll, ist nicht allgemein anzugeben, auch der Grad, bis zu dem man es tun soll, bzw. wird tun wollen, ist sehr abhängig von der Natur der Wasserkraft und selbst: des Betriebs. Die Abnutzung der Turbinen, die hauptsächlich an den Schneiden der Leit- und Laufräder, den Düsen der Peltonräder, im Ringspalt der Überdruckturbinen, eben überall dort, wo höchste Geschwindigkeit, vielleicht noch verbunden mit gelegentlicher Wirbelbildung vorkommt oder wo Teile unter Wasserzutritt aufeinander reiben, diese Abnutzung wächst — rund ausgedrückt — mit dem Quadrat der Geschwindigkeit, die das Wasser in den Turbinenkanälen annimmt[2]). Sie ist also annähernd verhältnisgleich dem Nutzgefälle der Turbinenanlagen. Daraus ergibt sich, daß eine Turbine um so mehr unter der Sandführung leidet, unter je höherem Druck sie arbeitet; und ein Wasser, das für ein Niederdruckwerk mit 6 bis 8 m Gefälle ganz annehmbar ist, vermöchte vielleicht eine Hochdruckturbine unter 200 bis 300 m Gefälle in einigen Monaten zu ruinieren. Dazu kommt, daß große und langsam laufende Turbinen, hauptsächlich also Niederdruckturbinen, verhältnismäßig viel größere Durchgangsquerschnitte und Oberflächen, auch massigere Schaufelformen haben und auch ihr Wirkungsgrad weniger durch das Ausfressen des Ringspaltes zwischen Leit- und Laufrad beeinträchtigt wird, als bei Hochdruckturbinen, wo der auf Wasserverluste durch diesen Spalt hinwirkende Überdruck viel größer ist

Aber noch weiter: Es kann nach allem Vorausgegangenen schon a priori der Satz aufgestellt werden, daß eine Wasserklärung um so teurer, ja zunehmend teurer wird, je höher man den Grad der Klärung treiben will. Daraus ergibt sich, streng wissenschaftlich aufgefaßt, auch hier die Frage nach dem wirtschaftlich vorteilhaftesten Klärungsgrad, gegeben durch den Ausgleich, der mit wachsendem Klärvermögen zunehmend teurer werdenden Sandfanganlage und der gleichzeitig immer geringer werdenden Einsparungen an Unterhaltung und Erneuerung der Druckleitungen und Turbinen. Dies ist keine theoretische Konstruktion, sondern nur der mathematische Ausdruck eines Gedankens, der schon vor Jahren in der Praxis des Wasserkraftausbaues in entsprechend einfacherer Form bewußt angewendet worden ist:

Bei der Arefassung des Elektrizitätswerkes Prémont (vgl. S. 918) wäre die Ausführung einer Feinkläranlage für das sehr stark sandhaltige Wasser durch die örtlichen Verhältnisse (Einzwängung der Stauanlage zwischen Eisenbahn einer- und Straße andererseits) sehr verteuert worden, weshalb man sich mit Abhaltung lediglich der über 12 mm großen Körner begnügte, die einfacher zu bewerkstelligen

[1]) Nähere Schilderung der Einschwierigkeiten in Kanälen und an Turbinenanlagen, siehe S. 1244.
[2]) Boucher auf dem Congr. d. l. Houille Bl. 1902. Bd. II. S. 323ff.

Digitized by Google

war. Boucher, der Schöpfer der Anlage, weist[1]) die Wirtschaftlichkeit dieses Vorgehens mit folgenden auf Betriebsbeobachtungen beruhenden Darlegungen nach:

Während im Winter bei Kleinwasser keine Sandführung fühlbar war, nützte sich im Sommer ein Leitapparat der aufgestellten Giradturbinen in 14 bis 21 Tagen völlig ab, ein Laufrad hielt 1 Jahr aus. Um die Erneuerungskosten zu vermindern, hat man die Lauf- und Leitradschaufeln mit auswechselbar eingesetzten Schneiden versehen. Das jährlich 6 bis 7 mal notwendig werdende Auswechseln eines Leitapparates kostete dann jedesmal 11,4 M.; die Auswechselung der Schneiden eines Laufrades, einmal im Jahr, stellte sich auf rund 120 M. Das gab für eine Turbine von je 160 PS jährlich rund 200 M., oder für die aufgestellten 16 Turbinen im ganzen: 3200 M/Jr. Damit ließen sich die Kosten einer Sandfanganlage unter den gegebenen schwierigen Verhältnissen nicht verzinsen, und so mag in diesem Fall die Frage als richtig entschieden gelten. Man muß freilich hinzufügen, daß für andere Betriebsverhältnisse (das Werk Prémont dient lediglich der Elektrochemie) mit weniger, aber größeren Einheiten, womöglich noch Francisturbinen, die Verhältnisse doch wohl eine andere Beurteilung verlangt hätten. Die Betriebsersch wernisse der aus den Ausbesserungen überhaupt nicht herauskommenden Turbinenanlage, die Arbeitsverluste und die größere Unsicherheit des Betriebes, die höhere und umfangreichere Empfindlichkeit einer Francisturbine (Laufradkranz) sind alles Punkte, die es begreiflich erscheinen lassen, wenn man neuerdings lieber in der Ausgestaltung der Kläranlagen etwas zu viel tut, als sich rein an das rechnerisch-wirtschaftlich zu begründende Mindestmaß zu halten (vgl. spätere Beispiele: Albulawerk, S. 909 usw.).

Noch andere „Mitbringsel" des Wassers können besondere Berücksichtigung verlangen: Vielleicht sind gewisse Fischarten vom Eintritt in einen Oberkanal abzuhalten, wie in Rheinfelden, wo anfänglich Netze gegen die Lachse gespannt werden sollten, oder es ist Floßholz, wie in Gersthofen und München, ja selbst Schiffsverkehr (Gersthofen, Neckarkanalisierung, Poppenweiler bei Stuttgart) mit dem Triebwasser einzuleiten.

Es ist klar, daß alle diese Fragen und Ansprüche nach ihrer Weise auf die Anordnung der Wasserfassung einwirken. Es ist aber auch aus dem bisher Gesagten unschwer zu entnehmen, daß dieser Teil der Wasserkraftanlage so wenig als irgend ein anderer beim Entwurf für sich allein bearbeitet werden darf. Daß jede Wasserkraftanlage ein Organismus ist, in dem alle Glieder sich gegenseitig bedingen und beeinflussen, kann hier, wo rein darstellungstechnische Gründe ein Zerreißen dieses Zusammenhangs nötig machen, nicht oft genug wiederholt werden. Daher ist es denn tatsächlich nicht zu viel verlangt, wenn gefordert wird, daß der Turbinenspezialist in einigermaßen unsicheren Fällen, von Anfang an, auch für die Beurteilung der von der Wasserfassung zu verlangenden Leistungen, zu Rate gezogen wird[2]).

Wenn es also auch hier entschieden abgelehnt werden muß, „Normalien" etwa für einige gedachte „Hauptfälle" aufzustellen, so kann man doch einige allgemein erkennbare Richtlinien und Grundformen ermitteln mit dem Vorbehalt, später an einigen Beispielen zu zeigen, wie die Wirklichkeit gelegentlich allen Regeln zum Trotz eigenartige, in kein Schema passende Formen schafft.

Grundriß- und Höhenanordnung.

Bei beweglichen Wehren (wenn man nicht gerade an bogenförmig versprengte Talsperren mit Aufsätzen denken will), ist man im allgemeinen aus einfachen hydraulisch-technischen Gründen daran gebunden, die Wehrachse geradlinig und senkrecht zum Talweg anzulegen. Bei festen, namentlich niedrigen Überfallwehren, ist man in dieser Beziehung freier und so findet man hier neben den geraden und senkrecht zum Talweg gestellten Wehren die bekannten mannigfaltigen Formen der schrägen, gekrümmten, geknickten und gebrochenen Wehre. Dieselben können, wenn stark schräg oder Z-förmig gebrochen, eine künstliche Verlängerung der Überfallkante zur Verbesserung der Hochwasserabführung[3]) anstreben, oder: sie wollen, schwach geknickt oder gekrümmt wie München-Süd, Gersthofen (Abb. 278, 246) lediglich eine Ablenkung der Strömung von dem Ufer erzielen. Einfach — schräge Wehre, wie das Isonsowehr bei Sagrado (Abb. 530/31) sind in letzterer Beziehung nicht ungefährlich, man legt sie deshalb

[1]) C. H. Bl. 1902. Bd. I, S. 323.

[2]) Man braucht deshalb noch keineswegs so weit zu gehen, wie Professor Pfarr-Darmstadt, der in Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 2011 den Entwurf der Wehr- und Einlaßanlage vollständig für den Turbinenbauer in Anspruch nimmt.

[3]) Vgl. Aichel, Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommen schiefen Überfällen. Berlin 1910. J. Springer.

Digitized by Google

mindestens mit der Krone ins Gefälle des Wasserspiegels, um wenigstens nicht den Überfall und Uferangriff am oberen Ende noch künstlich zu verstärken.

So fällt das 430 m lange Isonsowehr, bestehend aus einem 403 m langen Überfallrücken und einer rd. 27 m langen Reihe von 7 Grundschleusen, vom rechten Flügel um 45 cm nach dem in Flußrichtung um 225 m abwärts gelegenen linken Anschluß ab, entsprechend dem 2‰ betragenden Flußgefälle. Die einseitig schräge Anordnung hat hier mit die Aufgabe, die Strömung auch bei Mittelwasser möglichst nach dem linken Ufer zusammenzuhalten. Dort liegt der Einlauf zu einem höchstens 21,5 cbm/sek, etwa gleich: M. N. W., verbrauchenden Bewässerungskanal. Dieser Kanal muß vor Verlegungen geschützt werden, die sonst aus dem Wildbett des Flusses zu erwarten wären[1]).

V-förmiger Wehrgrundriß leistet in bezug auf Verlängerung des Überfalls dasselbe wie der gerade, einseitig schräge, schont aber beide Ufer mehr, und, wo man vielleicht noch Wasserableitung auf beiden Ufern ausführen wollte, hat man diese Form daher schon mit besonderem Vorteil verwendet (Abb. 660, Wehr in Bruck a. M., Steiermark).

Abb. 660. Bruck a. d. Mur. V-förmiges Wehr und alter Holzkanal im Winter.

Tatsächlich ist es ja meist sehr wichtig, die besten Vorkehrungen zu treffen, um einen leichten und sicheren Einzug der ganzen Niederwassermenge in den Triebwasserkanal zu erreichen, auch Gefällsverluste dabei nach Möglichkeit zu vermeiden, wenigstens bei großen Niederdruckwerken, wo man mit jedem Zentimeter Druckhöhe rechnen muß. Es sei dabei an die von Rheinfelden (S. 202) berichteten Schwierigkeiten erinnert. Dort mußte man, um das Überfluten der abgelegenen Wehrhälfte (senkrechtes Wehr) bei Niederwasser zu verhüten, ein Quergefälle von 20 bis 30 cm geben, was dann wieder die Einlauftiefe verminderte, dort neue Gefällsverluste verursachte und schließlich in erster Linie mit den Anlaß gab, die 1 m hohen Schützenaufsätze nachträglich anzubringen.

So vorteilhaft an sich die schräge Wehrachse für den Wassereinzug ist, so dürfen doch ihre Schattenseiten nicht übersehen werden: bei Hochwasser kann die Wasserzuweisung unangenehm stark werden, so daß der abzweigende Kanal überlastet wird und es kann namentlich auch eine unwillkommen starke Hinlenkung des Geschiebestroms vor den Einlauf sich fühlbar machen. Diesen Mißständen kann freilich durch Entlastungsöffnungen (Grundablässe und Kanalüberfälle) und durch passende, gleich noch näher zu besprechende Anordnung des Einlaufbauwerks selbst hinreichend begegnet werden. Ferner ist aber das schräge Wehr am gleichen Ort erheblich teurer als ein senkrechtes, mit dem man nach vielfachen Erfahrungen den Talweg doch auch gut am Einlaßufer halten kann, wenn man nur die Schotterschleusen hinreichend groß bemißt, allenfalls vielleicht auch der Wehrkrone noch ein schwaches Gefälle nach ihnen hin gibt. Das Blockwehr von Ventavon (S. 537), das unter gewiß schlimmen Kiesverhältnissen arbeitet, kann als Beleg für die Brauchbarkeit dieses Systems angeführt werden. Schräge Wehre lediglich des besseren Einzugs wegen anzulegen, wird daher selten als Notwendigkeit anerkannt werden, höchstens insofern, als das Bedürfnis, bei sehr knappen Hochwasserstaugrenzen

[1]) Näheres Allgem. Bztg. 1907, Heft 2.

Digitized by Google

eine auskömmliche Stauhöhe und Einlauftiefe zu gewinnen, dazu anregt. Aber auch da gibt man selbst in unregulierten, sehr breiten Flüssen, unter Umständen lieber etwas größere Grundschleusen (Ventavon), selbst in großer Zahl („gemischte Wehre", München-Süd und Moosburg, Abb. 278, 293), um ein höheres senkrechtes Wehr anlegen zu können.

Wahl der Wehrart. Freilich helfen alle diese Anordnungen nicht darüber hinweg, daß man mit festen Wehren nur eine unvollkommene Stauregulierung und daher schlechte Gefällsausnutzung, namentlich bei knappen und scharf vorgeschriebenen Staugrenzen erzielt, wie das, wenigstens für europäische Verhältnisse, in den größeren Mittelgebirgs- und gar Flachlandflüssen die Regel ist. Daher wird man oft zu überlegen haben, ob man nicht wenigstens niedrige Regulieraufsätze geben soll, wie sie ja viele alte Wehre in Gestalt der primitiven hölzernen „Niederwasseraufsätze", neuere in vollkommenerer Form, wie Rheinfelden, Haigerloch (Abb. 87, 606) haben. Nimmt man noch dazu, daß man neuerdings bei Niederdruckwerken aus guten Gründen immer größere Wehrhöhen anstrebt, während doch die Besiedelungsverhältnisse vielfach dauernden Hochwasseraufstau nicht zulassen, so findet man es nur natürlich, daß sich im neueren Wasserkraftausbau, in Mitteleuropa wenigstens, eine stetige Entwicklung vom festen nach dem „gemischten" oder „beweglichen" Wehr hin (München, Abb. 290; Peggau, Abb. 597/99; Beznau, Abb. 94/95) ergeben hat[1]).

Die Kostenfrage ist hierbei nicht in letzter Linie mit maßgebend. Dies wurde bereits im allgemeinen Teil (S. 139) kurz ausgeführt und später am Beispiel von Gersthofen (S. 439) in einer kleinen Überschlagsrechnung veranschaulicht (S. 445). Dort wurden die Mehrkosten eines durchgehenden hohen Schützenaufsatzes mit Zwischenpfeilern der an Kanallänge bei gleichzeitiger Abwärtsverlegung des Wehres zu erzielenden Ersparnis gegenüber gestellt. Es ergab sich ein Unterschied von 60 000 M. in den Anlagekosten zugunsten des festen Wehres, wobei allerdings die nachgewiesene Unzulänglichkeit der jetzigen Einlaß- und Kiesabscheidungsanlage nicht in Rechnung gestellt werden konnte und wo sich klar zeigte, daß das Ergebnis eines solchen Vergleichs immer in hohem Maße vom Flußgefälle abhängt, das den Wert des Kanalkilometers stark beeinflußt.

Im allgemeinen ist daneben zugunsten der festen Wehre bei solchen Vergleichen noch die große Einfachheit des Betriebs, auch der geringere Unterhaltungs- und Erneuerungsaufwand zu berücksichtigen. Der erste Gesichtspunkt fällt allerdings bei den sehr vervollkommneten neueren Verschlußformen nicht mehr stark ins Gewicht. Namentlich da auch bei „festen" Wehren oft ein Wärter zum Regulieren der Grund- und Einlaßschleusen, mindestens in der Übermittelwasserzeit nicht entbehrt werden kann, und selbsttätige Verschlüsse bzw. Fernsteuerung bei beweglichen Wehren die nötige Sicherheit gegen Versäumnis geben. In sehr eisganggefährlichen Flußläufen wird man sogar umgekehrt die höhere Betriebssicherheit einem richtig angelegten, voll beweglichen Wehr zuerkennen müssen, da feste Wehre in einigermaßen brauchbarer Höhe hier u. U. zu gefährliche Hindernisse und Anlaß zu Stopfungen bieten. Erscheint so das feste Wehr mehr und mehr auf das Feld der unregulierten weiten Wildströme (Isonzo, S. 770; Durance, S. 537) oder der sehr gefällreichen Kleinflüsse (Wupper bei Solingen, S. 617), unzugänglicher Schluchtbäche (Urnäsch beim Kubelwerk, S. 651) verwiesen, so haben ihm neuerdings hohe bewegliche Wehre selbst da schon das Feld streitig gemacht, weil sie den Vorteil einer Vorklärung des gestauten Wassers bieten und weil sie das Flußgeschiebe nicht in dem Maße zurückhalten, wie es selbst ein mit weitem Grundablaß versehenes, nur mäßig hohes, festes Wehr immer tut (Simmewehr bei Kandersteg, Abb. 588/90, S. 818; Albulawehr bei Thusis, Abb. 682, S. 909).

Grundrißeinteilung. Eine weitere Hauptfrage bei Wasserfassungen ist die Grundrißeinteilung:

Außer der etwa vorhandenen festen Schwelle, den beweglichen Hochwasseröffnungen und dem Grundablaß müssen ja oft noch Floßgassen, Schiffsschleusen, Fisch- und Aalpässe untergebracht werden. Dabei müssen namentlich die letzteren „Nebenanlagen"

[1]) In Nordamerika liegen die Anbau- und Geländeverhältnisse vielfach grundanders, weshalb sich dort ein eigener Typ der Niederdruckanlagen, etwa als „Dammwerke" zu bezeichnen, mit hohen, talsperrenartigen festen Wehren, gerade in den großen Strömen weite Verbreitung verschafft hat (Abb. 1056—1059).

Digitized by Google

so angeordnet werden, daß sie ihrem eigentlichen Zweck in möglichst vollkommener und betriebssicherer Weise dienen, dabei aber den Hauptzweck des Wehrs, den Wassereinzug, die Abscheidung von Eis, Kies usw. auch möglichst wenig beeinträchtigen.

Auf die besonderen Anforderungen dieser Nebenzwecke wird in besonderem Abschnitt, S. 923, etwas näher eingegangen werden — an dieser Stelle sei nur als auffallendes Beispiel einer für den Wasserkraftbetrieb schädlichen Anordnung einer solchen Nebenanlage die Floßgasse im Gersthofener Lechwehr angeführt. Man hat hier (Abb. 246) die Schotterschleuse von ihrem naturgegebenen Platz: dicht am Einlaßufer, durch die 12,5 m breite Floßgasse verdrängt, deren Fachbaum 1,5 m höher als die Einlaßschwelle des Triebwerkkanals liegt. Die Wirkung der Kiesschleuse hat man durch einen schräg gelegten Dielenleitboden auf die Einlaßschwelle auszudehnen versucht, aber mit ganz unzulänglichem Erfolg, denn der Kanalmund ist bei Hochwasser sehr starker Verkiesung preisgegeben, die bei der gleichfalls verfehlten Höhenanordnung der Schwelle (nur 8 cm über Grundablaßschwelle) und der Unzulänglichkeit des Kiesfangs jährlich wiederkehrende Kanalverlegungen bringt (vgl. S. 445).

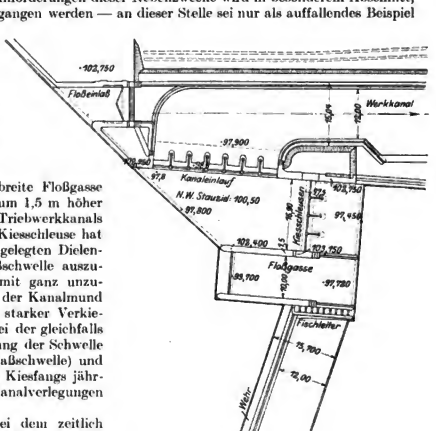


Abb. 661. Lechfassung bei Kinsau. Maßstab 1:1000. (Wasserkraftbezirk Bayern.)

Dieser Fehler ist bei dem zeitlich kurz nach Gersthofen, gleichfalls am Lech erbauten Wehr der Holzstoff- und Sulfitzellulosefabrik Kinsau vermieden (Abb. 661) mit dem Erfolg[1]), daß hier fast kein Kies, sondern hauptsächlich nur noch Sand und Schlamm eintreibt und jährlich nur „einige hundert" Kubikmeter Kies auszubaggern sind, gegen durchschnittlich 5000 in Gersthofen.

Stellung von Grundablaß und Einlaß. Über die bisher stillschweigend vorausgesetzte Notwendigkeit, einen Grundablaß überhaupt anzulegen, kann heute in der Regel kein Zweifel mehr obwalten. Bei Rheinfelden hat man ja anfänglich geglaubt, ohne einen solchen auskommen zu können (Abb. 86), es wurde aber auch schon berichtet, daß man sich nachträglich zum Einbau dreier großen Schotterschleusen hat entschließen müssen, um der Überflutung des Kanals mit Kies einigermaßen Einhalt zu tun und um den Talweg dauernd an das Abzweigungsufer zu binden. Eine ähnliche Erfahrung hat man noch neuerdings an dem Wehr des Elektrizitätswerkes Andelsbuch im Bregenzerwald gemacht, hierüber weiter unten.

Notwendigkeit eines Stauwerks. Umgekehrt hat man wohl schon hie und da versucht, ohne Wehr auszukommen. Das war der Fall bei der älteren, für Festi-Rasini erbauten Wasserkraftanlage bei Verona (San Giovanni Lupatoto) an der Etsch[2]) (Abb. 662), die aus diesem Anlaß und mit Rücksicht auf die 7 m betragende Fluthöhe mit einem besonders tief ausgebildeten Kanalquerschnitt entworfen war und allein durch

[1]) Nach Mitteilung der Firma.
[2]) Schw. Bztg. Bd. 49, Nr. 4, 5; auch hier Abb. 1035.

Digitized by Google

Schleifenabkürzung ein Nutzgefälle von 5,8 m gewann. Die Ausführung hat aber in allen Stücken enttäuscht[1]): Bei Niederwasser war es nur mit großen Gefällsopfern möglich, die genehmigte Wassermenge von 23,5 cbm/sek, obwohl nur = ein Drittel der Niederwassermenge voll einzuziehen. Ein weiterer, mit der ersten Anlage verbundener Übelstand war, daß der zu tief eingeschnittene und aus Sparsamkeit noch zu steil gelöschte Oberkanal trotz Mörtelpflasterung nicht standhielt (Quellenbildung!) und sich 1909 bereits in einem ganz verwahrlosten, dringend der Erneuerung bedürftigen Zustand befand. (Seit 1909 dient diese alte Zentrale nur noch als Ergänzung für die neue, weiter oberhalb mittels eines Nadel- und Walzenwehres abzweigende und den gleichen Flußbogen, nur in größerer Ausdehnung abschneidende Milanische Zentrale, die eine größere Wasserausnutzung genehmigt erhalten hat.)

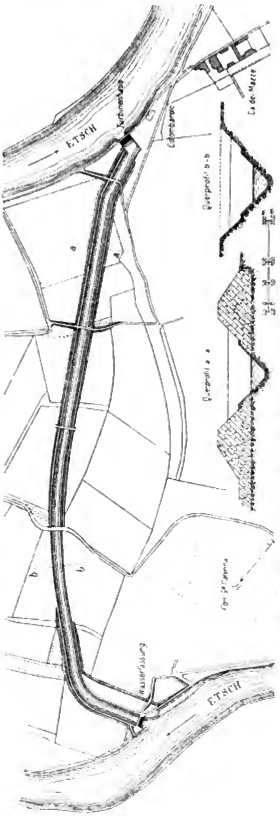


Abb. 662. Übersichtsplan des alten Werkes San Giovanni Lupatoto b. Verona. (Schweiz. Bauztg.)

Es müssen also schon ganz besondere Verhältnisse (sehr breiter Fluß, sehr schwierige Gründungsmöglichkeit) vorliegen und ganz besondere Anordnungen getroffen werden, wie in Brillane (Abb. 323—325), wenn ein wirtschaftlicher Vorteil und eine betriebssichere Anlage mit der Weglassung des Stauwerks erzielt werden soll.

Richtung der Abzweigung. Von großer Wichtigkeit ist dabei aber immer noch die gegenseitige Höhenanordnung und die Stellung im Grundriß. In beiden Beziehungen haben erst kostspielige Erfahrungen auf den richtigen Weg geführt.

Der an sich berechtigte Wunsch, einen möglichst leichten und verlustlosen Eintritt des Wassers in den Kanal zu erhalten, hat in Rheinfelden, wo es sich ja darum handelte, die sehr bedeutende Menge von 520 cbm/sek abzuleiten, dazu veranlaßt, einen flußabwärtsgerichtet trompetenförmig offenen Einlaß mit glatt durchgehender Schwelle anzulegen. Beide Anordnungen haben sich als schwere Mißgriffe erwiesen, die das Geschiebe und Grundeis förmlich zum Eintritt in den Kanal herbeilocken, und auch nach Einbau der, ja zuerst weggelassenen, Grundschleusen an ihrer unheilvollen Wirkung nicht allzuviel verloren haben.

Ein anderes Beispiel[2]), wo ein offener, quer zur Flußrichtung gelegter Einlauf sehr

[1]) Nach Mitteilung von Ingenieur Direktor Milani-Verona.

[2]) Nach Mitteilung von Ingenieur Biles, Direktor der Comp. Centrale d'Eclairage et de Transport de Force par l'Electricité in Limoges.

Digitized by Google

viel Schwierigkeit bereitet, bietet das 1898/1900 erbaute Werk an der Vézère bei Allasac (Dep. Corrèze) (Abb. 663). Hier hat man zwar, im Urgebirgseinschnitt, bei mildem Klima mit Geschiebe nicht viel zu kämpfen, aber der ganz offen und in der Wehrachse angelegte Einlauf läßt die im Herbst massenhaft auftretenden Schwemmsel, namentlich Laub, das im ganzen Querschnitt verteilt kommt, ganz ungehindert in den Kanal eintreten, wo es dann erst von einem quergestellten halbliegenden Feinrechen zurückgehalten werden sollte. Die 6 Turbinen des 1200 m entfernten Werkes verarbeiten bei voller Leistung (je 600 PS) 8,8 cbm/sek, so daß in dem 4 m breiten, 2 m tiefen Kanal eine Geschwindigkeit von 1,1 m/sek entsteht. Das ist nicht für den offenen Kanal, wohl aber für den schmalen Rechen zu viel. Die Folge war, daß man ständig einen Mann mit der Harke hinstellen mußte, der kaum die mit großer Kraft auf den Rechen gedrückten Laubmassen zu bewältigen vermochte. Da außerdem doch noch viele Blätter durch den Rechen schlüpften, hat man sich wenigstens soweit geholfen, daß man diesen Vorrechen aushob und die Reinigung an den ohnedies nötigen, leider aber ebenso eng angelegten Rechen am offenen Wasserschloß verlegte. Auch dort läßt sich der Durchgang einzelner Blätter nicht vermeiden und das Werk, das mit Zentralerregung durch 100-PS-Francisturbinen eingerichtet ist, wird daher manchmal dadurch stillgelegt, daß sich die mit Druckleitungswasser betriebenen Regler dieser kleinen Turbinen verstopfen — dies nur, um darzutun, wie weit die Zusammenhänge: Wasserfassung — Kanal — Turbinenanlage gehen können.

Abb. 663. Vézèrefassung bei Saillant.

Gegen derartig massenhaftes Auftreten von Laub kann nur ein wesentlich größerer Rechen helfen, den man, da der Raum nach der Breite teuer und die Tiefe meist auch beschränkt ist, nur durch eine gänzlich andere Grundrißanordnung erhalten kann, indem man die Einlaßkante nicht mehr senkrecht, sondern schräg oder besser gleichlaufend zum Fluß anlegt. Will man dann versuchen, das treibende Laub schon hier wenigstens teilweise abzufangen (eine immer schwierige Aufgabe), so kann es etwa in der Weise geschehen, daß man die blattartig breiten Rechenstäbe im Grundriß schräg zur Rechenebene um ihre eigene Achse flußabwärts verdreht anlegt (Draufsicht /////). Diese Anordnung ist an dem weiter unten beschriebenen Einlaß des kantonalen Elektrizitätswerks in Freiburg (1910 in Betrieb gesetzt) erstmals versucht worden. Diesen Anordnungen liegt mit der Gedanke zugrunde, die Schwemmsel durch Abgabe von Freiwasser dauernd durch den Leerschluß abzuziehen; da aber zur gründlichen Erreichung dieses Ziels recht bedeutende Wassermengen nötig wären, die zur Hauptlaubzeit, im Herbst, im Mittelgebirge wenigstens, nicht zur Verfügung stehen, so wird die Arbeit der mechanischen Freihaltung des Rechens durch derartige Einrichtungen immer nur zum Teil entbehrlich gemacht werden können.

Ein derartig in die Länge entwickelter Einlauf dient natürlich gleichzeitig auch am besten der Geschiebezurückhaltung, weil er schon bei mäßigen Stauhöhen eine ausreichende Schwellenhöhe zu geben erlaubt. Daß dabei die Möglichkeit, die Anlaufgeschwindigkeit des Wassers auszunutzen, verloren geht, muß man als unvermeidlich in Kauf nehmen. Die Absicht, diesen der Erhöhung des Gesamtwirkungsgrades dienenden Vorteil sich wenigstens noch zu erhalten, hat in der Frühzeit wohl zu Anordnungen geführt, wie sie das von Oskar v. Miller entworfene Töllwerk bei Meran aufweist (Abb. 664).

Hier springt die Einlaßflucht schräg in den Fluß vor und bildet zusammen mit dem bogenförmig stark abwärts gezogenen festen Wehr einen förmlichen Trichter, der die

Digitized by Google

mit viel Geschiebe, auch Grund- und Tafeleis, ankommenden Hochwasser veranlaßt, sich mit großer Wucht auf den Grobrechen zu werfen, so daß dessen Freihaltung und die Entlastung des hinten anschließenden offenen Kanals große Schwierigkeiten macht[1]). Man muß sich also meist schon entschließen, ganze Arbeit zu machen und die Einlaßflucht vollständig gleichlaufend zum Talweg anzulegen. Das ist ja auch die Grundform, die fast alle im zweiten Teil dieses Buches beschriebenen Werke aufweisen (Beznau, Abb. 94; Wangen, Abb. 215; Ventavon, Abb. 334/35).

Abb. 664. Etschfassung des alten Töllwerkes bei Meran. Oberwasseransicht.

Bauliche Anordnung des Einlasses.

Die weitere Ausgestaltung des Einlaßbauwerks hängt dann wieder ganz von den Wasser-, Geschiebe-, Eisverhältnissen, den Betriebs- und Nebenanforderungen ab, wird wohl auch von den landesüblichen Baugewohnheiten und dem persönlichen Geschmack beeinflußt. Der Mannigfaltigkeit der Vorbedingungen entspricht diejenige der Lösungen, von der schon die bisher vorgeführten Wehranlagen einen Begriff geben: Beznau, Abb. 94; Wangen, Abb. 215; München-Süd, Abb. 277; Ventavon, Abb. 335; Tuilière, Abb. 109, 113; Lottin, Abb. 178; Schwabenheim, Abb. 314; Poppenweiler, Abb. 626a; Wisconsin, Abb. 601. Einige Hauptkonstruktionsgedanken lassen sich schon aus ihnen herausschälen:

Die Kiesschwelle.

Den auf dem Grunde und in geringer Höhe darüber, je nach der Wildheit der Strömung hinrollenden Kiesstrom sucht man durch die erhöhte Schwelle abzuhalten, die in München 2,17 m über Fachbaum der Grundschleusen liegt und dort trotz schlimmen Geschiebeganges vollständigen Schutz gewährt, in Verein mit einem in 2% Gefälle vor der Schwelle hergeführten Vorboden, der durch Bedielung gleichzeitig geschützt und glatt gemacht ist. Anderwärts (Ventavon) wird dieser Vorboden wohl auch (haltbarer, aber teurer) gepflastert, wo angängig, auch noch steiler angelegt. Die Schwellenlänge ist von großem Einfluß, weil erfahrungsgemäß die Wirkung der Schotterschleuse nur über einen flach kegelförmigen Raum nach aufwärts sich ausdehnt. Daher ist es auch meist nötig, den Einlaß möglichst nahe an das Wehr nach abwärts zu schieben, ein Grundsatz, der in Beznau (Abb. 94) nicht genügend beachtet ist. Beeinträchtigung des Kanaleinzugs ist nicht zu befürchten, da man den Grundablaß meist ja doch nur bei Hochwasser zu ziehen braucht, wo man die Einlässe meist noch drosseln muß, um nicht zu viel Wasser und Füllung zu bekommen. Ein gut zulässiges Mittel, um an Schwellen- bzw. Wehrhöhe zu sparen, ist es, einen Teil der Schwelle beweglich zu machen, wie in Beznau, Wangen, Ventavon u. a., wo bei Hochwasser die Abschlußschützen ganz oder

[1]) Mündl. Mitteilungen der Betriebsleitung.

Digitized by Google

stückweise abgelassen werden, während bei Niederwasser, wo die Kraft knapp und kein Geschiebe zu fürchten, ein größerer Einlaufquerschnitt freigegeben werden kann. Wo man wegen der Wildheit der Wasserbewegung erwarten muß, daß eine nach den sonstigen Umständen nur erreichbare Schwelle von solch mittlerer Höhe noch zu viel kleineres Geschiebekorn eintreten läßt, schaltet man wohl hinter der Einlaßflucht ein kleines Beruhigungsbecken ein, dessen Sohle sich nach einer zweiten Schwelle absenkt und durch einen eigenen, zweiten Grundablaß kräftig (während des Hochwassers auch wohl dauernd) gespült werden kann. Eine solche Anordnung zeigt der Einlaß des Peggauwerks (Abb. 658). Dieses hat vorn nur eine etwa 1,2 m hohe Schwelle, dahinter ein im Grundriß dreieckiges Beruhigungsbecken, dann an den hochwasserfreien Kanaleinlaßschützen eine zweite Schwelle von etwa 1,2 m Höhe. Auch der Einlaß Wangen (Abb. 215) an der Aare ist ja nach diesem Grundsatz angelegt und wirkt befriedigend, wenn auch in dem äußeren Bogen der breiten Kiesrinne immer etwas Kies beim Durchspülen liegen bleibt und zur Anwendung von Handarbeit nötigt.

Früher hat man wohl auch in ähnlichen Fällen versucht, mit dem Beruhigungsvorkanal und der anschließenden Kiesrinne allein auszukommen; der Grundgedanke des alten Rheinfeldner Einlaßbauwerks, das neben anderen Gründen auch aus diesem völlig versagt hat. Aber noch im Einlaß von Gersthofen ist derselbe Versuch gemacht — gleichfalls mit völligem Mißerfolg (vgl. S. 445 und Abb. 246, 250). Der hier angeordnete überwölbte, 55 m lange Spülkanal vermag bei seinem kleinen Schlengefälle von nur etwa $6\,^0/_{00}$ nur dann eine angemessene Geschwindigkeit zu entwickeln, wenn er unter Überdruck (etwa bis zu 1,5 m verfügbar), arbeiten gelassen wird: dann ist aber wieder der Wasserverbrauch (etwa 20 bis 25 cbm/sek) zu groß im Verhältnis zum Querschnitt des durch Herabsetzen der unteren Schützen ohnedies verengten Hauptkanaleinlaufs. D. h. es wird die Einströmungsgeschwindigkeit dort und damit der Kiseintritt und hinter dem Einlauf die Wildheit der Wasserbewegung ungünstig verstärkt, so daß der ungenügend erweiterte Vorkanal erst recht nicht Beruhigung und Kiesabscheidung veranlassen könnte.

Aber auch abgesehen davon kann der wenige in der Rinne niedergeschlagene Kies, bei deren großer Länge (rd. 30 m) und dem unbedeutenden Quergefälle ($5\,^0/_{00}$) nicht in ausreichendem Maße vom Spülstrom, der sich hauptsächlich nur der rechten Einlaufwange nach ausbildet, erfaßt werden, wie es ja auch in der an sich reichlicher ausgebildeten Kiesrinne von Wangen a. Aare beobachtet wird. Die Mißerfolge, die man mit solchen knapp bemessenen Kiesrinnen überall dort erzielt hat, wo bei an sich großer Geschiebeführung auch noch der Schutz einer äußeren Vorschwelle mangelt, sind daher nur zu gut erklärlich. Darum ist es ein sehr glücklicher Gedanke gewesen, einigermaßen lange Schwellen (wie sie an sich erwünscht sind) durch einzelne auf die ganze Länge verteilte und unter der Schwelle durchgeführte Spülröhren zu reinigen. Das ist bei der weiter unten näher beschriebenen Wasserfassung von Ventavon (Abb. 334, 339) der Fall. Hier geben 60 cm weite verteilte Spülröhren bei mäßigem Wasserverbrauch sehr kräftige Spülströme, weil sie, als Druck- bzw. Saugrohre mit dem vollen Wehrgefälle ins Unterwasser arbeiten und den Kies durch sehr steil-trichterförmige Vorbödeu gut zugeführt bekommen.

Aus all dem erhellt schließlich die dringende Mahnung, eine erste Schwelle vor dem Einlauf nicht beiseite zu lassen und mit der Wehrhöhe nicht zu sehr sparen zu wollen, im Zweifelsfalle lieber dem höheren, vielleicht beweglichen oder gemischten Wehr (wie in Peggau, München), trotz höherer Anlagekosten den Vorzug zu geben, da mangelnde Einlauftiefe und unzulängliches Spülgefälle sich in Betrieb und Unterhaltung sehr unliebsam geltend machen können.

Wo der Geschiebegang nicht so schwer und gefährlich, also in den meisten Mittelgebirgsflüssen, darf man natürlich zu kleineren Schwellenhöhen herabsteigen, doch sollte man 0,5 bis 0,8 m als untere Grenze, namentlich mit Rücksicht auf Grundeis, nicht ohne Not unterschreiten. Umgekehrt ist man in ganz besonders schlimmen Wildgewässern auch schon soweit gegangen, die Schwelle ganz ausgesprochen als Überfall mit nur 20 bis 30 cm Strahldicke wirken zu lassen (Beispiel: Rosannafassung bei Wiesberg, Abb. 659, 678 später beschrieben).

Bei Bemessung der Schwellenhöhe muß immer die dabei noch verbleibende Einlauftiefe, bzw. im Verein mit einer angenommenen Einlauflichtweite: der Eintrittsquer-

Digitized by Google

schnitt im Auge behalten werden, damit die Geschwindigkeit ein gewisses Maß nicht überschreitet. Nicht nur wegen der wachsenden Gefällsverluste, sondern oft noch mehr: um dem Einziehen von emporgewirbeltem Kies, von Eisschollen usw. vorzubeugen. Einströmungsgeschwindigkeiten von 0,8 bis 1,2 m/sek sind die gebräuchlichsten, die im eben erläuterten Sinne betriebstechnisch zulässig sind und noch gute wirtschaftliche Abmessungen bzw. Gefällsverluste ergeben, doch kommen unter besonderen Verhältnissen auch höhere Werte vor (Ontariowerk, S. 922), ebenso aber auch niedrigere (Augst-Wyhlen, S. 1315). Nicht zu vergessen ist bei der Ermittelung des Einlaßquerschnitts, daß, wie eben angedeutet, oft ein etwa hinter dem Einlaß liegendes Klärbecken eine beträchtliche Zugabe über Normalwassermenge zum Betrieb der Sandspülung verlangt (Ventavon).

Die Tauchwand.

Die Ergänzung und das Gegenstück zu der, die unteren, hauptsächlich mit Grundeis und Geschiebe beschwerten Wasserschichten abscheidenden Schwelle ist die Tauchwand. Diese hat oben treibende Schwimmkörper jeder Herkunft und Größe zurückzuhalten, so daß diese durch Ziehen des Grundablasses, oder besser: der sehr wichtigen Eisklappen (S. 813), wohl auch unter Nachhilfe des Wärters, zum Abtreiben gebracht werden können. Die Tauchwand kann beweglich sein, etwa hergestellt durch hochgezogene Abschlußschützen: Beznau (S. 225), oder fest: Wangen (S. 419). Sie kann bestehen aus Eisen, Stein oder Holz, letzteres besonders vorteilhaft, weil es glatt und ein schlechter Wärmeleiter, daher die Luftkälte nicht ins Wasser bringt, wo sie die Nadeleisbildung begünstigen würde. Diese gute Eigenschaft hat aber auch der Eisenbeton, der dabei noch widerstandsfähiger gegen Stöße und an sich dauerhafter ist, außerdem wegen seiner konstruktiven Schmiegsamkeit sich ausgezeichnet zur Ausbildung eines einheitlichen Bauwerks eignet und daher neuerdings mit wachsender Vorliebe verwendet

wird. In Nordamerika, wo man mit besonders schlimmen Eiswintern zu rechnen hat, sind diese Eisenbetontauchwände längst ein unentbehrlicher Bestandteil der großen Niederdruckwerke: Ontariowerk (Abb. 695a, später beschrieben, auch Abb. 1023, 1025, 1039). Auch das Pegganwerk, das u. a. in bezug auf Benutzung der Eisenbetonbauweise vorbildlich sein kann, hat sie (Abb. 658), ferner das (von demselben Erbauer Buß & Cie., Graz) stammende Werk Steyrdurchbruch (Abb. 820). Ältere Werke behelfen sich vielfach mit dem bekannten Schwimmbaum, der aus Langholz mehr oder minder sorgfältig, oft alljährlich neu, gezimmert, mit 0,5 bis 1,0 m tief ins Wasser reichenden Dielwänden be-

Abb. 665. Bruck a. d. Mur. Wasserfassung. Oberwasserblick, Aufschlagen des Eisabweisbalkens.

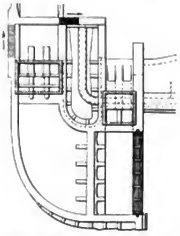


Abb. 666. Einlaß des Nisquallywerks bei Tacoma. M. 1 : 940. (Eng. Rec. 1910.)

Digitized by Google

schlagen und schräg vom Ufer aus nach dem Grundablaß, der Floßgasse usw. geführt, gute Dienste leistet (vgl. Abb. 665, Aufschlagen des Schwimmbaumes in Bruck a. Mur).

Die erreichbare Tauchtiefe ist aber beim Schwimmbaum beschränkt, weil er sonst durch den Wasserdruck zu stark gekantet wird, sein Bestand ist unter Umständen durch Anschwellungen gefährdet, die Unterhaltung und Handhabung umständlicher und die ganze Einrichtung wohl auf die Dauer kostspieliger als eine richtig angelegte Eisenbetonschürze. Letztere verdient daher, wenn man den Einlauf abschließen darf, was bei Schiffahrts-Kraftkanälen (Poppenweiler) freilich nicht ohne weiteres zulässig ist, den Vorzug.

Beachtenswert ist eine 1909 als Entwurf mitgeteilte amerikanische Anordnung eines in Rollen zwischen den Einlaßpfeilern laufenden Schwimmbaumes, als einer ständigen Einrichtung (Abb. 666). Das betreffende Werk (Tacomawerk, s. Eng. News 17. III. 1910) soll ein hohes Betonwehr erhalten, und die durch Ausnutzung des Stauraums, zur Spitzendeckung, bedingten Absenkungen würden eine hohe, entsprechend teure Tauchwand verlangt haben, was so geschickt vermieden ist.

Vorrechen.

Schwelle und Tauchwand zusammen arbeiten in der Weise, daß sie die am meisten mit Fremdstoffen beladenen untersten und obersten Wasserschichten abscheiden und nur das „reine" Wasser (das immer noch Sand, Laub, Schlamm, Eisnadeln usw. genug mitführen kann) einlassen. Das ist ein wichtiger Grundsatz, der zwar in bestimmten Fällen auch noch mit etwas anderen Mitteln erreicht werden kann. Im allgemeinen darf man aber doch die Verbindung von Schwelle und Tauchwand als einen wichtigen Grundzug einer guten Wasserfassung bezeichnen. Freilich verengt diese Anordnung den Eintrittsquerschnitt nicht unerheblich.

Man kann sich bei knapper Höhe damit helfen, daß man Einlaufschwelle und Tauchwand nicht in eine Flucht zusammen, sondern womöglich weit getrennt hintereinander legt, ein Gedanke, der ja genau betrachtet schon in den Schwimmbäumen verkörpert war und in großem Maßstabe an dem schon erwähnten neuen Ontariowerk verwirklicht worden ist. Aber bei vielen, namentlich kleinen Anlagen wird eine solche Anordnung zu teuer oder sie ist wegen Raummangels gar nicht in Betracht zu ziehen. Daher findet man vielfach an Stelle der Tauchwand, unter Umständen aber auch mit ihr verbunden, den Grobrechen angewendet. Dieser hat neben dem Vorzug der geringeren Querschnittsverengung und des Abschlusses der ganzen Öffnung (nicht bloß der oberen und unteren Schichten) den Nachteil, daß er das Eis und die kleinen Schwemmsel nicht so gut abhält, bei Hochwasseranschoppungen der Verstopfung und dem Eingedrücktwerden ausgesetzt, daher auch mehr der Wartung bedürftig ist. Außerdem begünstigt er in der heute meist üblichen Ausführung in Eisen, die ja wegen der Widerstandsfähigkeit und Lebensdauer an sich besser ist als die ältere in Holz (Lottin, Abb. 178), in kalten Gegenden stark das Anwachsen von Nadeleis, das dann wieder teilweise losgerissen wird, im Kanal sich zu „Grundeis" zusammenballt, und dann am Feinrechen oder in den Turbinen neue, schlimmere Schwierigkeiten bereitet. Ingenieur v. Winkler, Betriebsdirektor des Städtischen Elektrizitätswerks Klagenfurt, der in sehr interessanter Weise die dort unter sehr schlimmen Frostverhältnissen gesammelten Erfahrungen[1]) mitgeteilt hat, gibt aus diesem Grunde dem Holzrechen entschieden den Vorzug; und man muß ihm darin so lange beipflichten, als man die Tauchwand überhaupt nicht mit in Vergleich zieht, die nach Ansicht des Verfassers bei überwiegender Eisgefahr überlegen ist. Anderwärts in den österreichischen Alpenländern, die nächst Norwegen und Nordamerika wohl das beste Studiengebiet für Eisnot und Eisabwehr darstellen, hat man auch einen eisernen Grobrechen im oberen Teile bis etwa 0,5 bis 1 m unter Wasser beiderseitig mit Holz verschalt (gleichzeitig Tauchwand) und den Zwischenraum mit Mist ausgefüllt, um die Luftkälte abzuhalten. Diese ist immer am schädlichsten, weil sie sich durch das Eisen tief in untere Wasserschichten überträgt.[2])

[1]) Winkler, Betrieb einer Wasserkraftanlage im Winter, El. u. Maschb. Wien 1910 (vgl. hier S. 1244).

[2]) Zweiteiliger Rechen, unten Eisen, oben Holz am Erindalewerk (Ontario), El. World. Bd. 57. S. 1096.

Digitized by Google

Die ausgesprochenen Grobrechen erhalten weite Stababstände von 0,5 m bis 10 cm herab. Ihre Stäbe können daher, ohne den Eintrittsverlust unzulässig zu erhöhen oder zu sperren, kräftig auch nach der Breite entwickelt werden, auch stellt man aus demselben Grunde die Rechenfläche meist senkrecht, um an Platz zu sparen. Sehr gut sind einfache runde Stangen (Mannesmannröhren oder Holzstangen), die, wenn irgend möglich, zum Einzeln-Ausziehen eingerichtet werden sollten. Anderswo finden sich wohl ungleichschenklige Winkeleisen mit dem langen Schenkel flußabwärts gestellt, um Schwemmsel besser abzuweisen (Burglauenen bei Grindelwald, Schw. Bztg., Bd. 53). Diese Anordnung hat aber den Nachteil, daß sie bei der ziemlich engen Stellung der Stäbe leicht zu einem Festkeilen größerer Kiesel, Hölzer usw. führt, außerdem den Eintritt unnötig verengt. Der Vorrechen von Freiburg an der Saane (Abb. 667) ist daher mit Flacheisen ausgeführt, dabei können aber die Stäbe nicht wohl ausziehbar gemacht und müssen durch zahlreiche Wagrechtriegel versteift werden (der Freiburger Rechen steht in ruhigem Wasser, da der Hochwasserüberfall etwa 100 m seitwärts weit abliegt und am Rechen in der Hauptsache nur gespült wird). Auch Bulbeisen könnten wohl, um große Tiefensteifigkeit bei möglichst schmalem und doch widerstandsfähigem Stab zu erzielen, mit Vorteil angewendet werden, müßten aber senkrecht zur Rechenfläche und mit dem Kopf nach außen gewendet werden. Durchgehende äußere Zangen sollten grundsätzlich vermieden werden.

Abb. 667. Saanekraftwerk bei Freiburg (Schweiz). Außenansicht des Grobrechens vor Einstauung.

Grobrechen schärferer Wirkung, von noch etwa 6 bis 4 cm Lichtweite werden meist wie die Turbinenfeinrechen aus Flacheisen hergestellt, die in Rahmen zusammengefaßt und mit diesen abhebbar auf Bockgestelle, mehr oder minder steil verlegt sind. Die Tafeln müssen u. U. gut mit dem Gestell verklammert, nicht etwa lose aufgelegt sein, wie Erfahrungen vom Dracwehr bei Avignonnet (Abb. 544) beweisen. Dort traten bei Hochwasser unberechenbare Rückströmungen aus der Einlaufkammer auf, die eines Tages um Haaresbreite einige der anfänglich nicht befestigten Rechenfelder entführt hätten[1]). Man wendet die engeren Vorrechen bei höheren Ansprüchen an Vorreinigung, also namentlich bei Hochdruckwerken, außerdem bei stark mit Pflanzenschwemmseln verunreinigtem Wasser, bei Niederdruckanlagen namentlich dort an, wo Wehr und Werk zusammengebaut sind (Tuilière, Abb. 109; Chèvres, Abb. 693). Aber gerade dort werden sie neuerdings (vgl. unter „Turbinenanlagen“, S. 1295) mit Vorteil durch den ausgesprochenen Feinrechen von 40 bis 25 mm Lichtweite ersetzt, der dafür dann am Turbinenhaus selbst weggelassen wird.

Versenkte Rechen. Bei hohen Wehren und Stollen- oder Druckrohrabgängen werden die Vorrechen wohl auch ganz versenkt (Albulawehr, Abb. 683) und werden dann am besten doppelt und aufziehbar eingerichtet (Sioulesperre, Abb. 357). In solchen Fällen, wo ja die Reinigung nur in größeren Zwischenräumen stattfinden kann, muß der Rechenquerschnitt sehr reichlich bemessen werden. Mindestens sollte er das zwei- bis dreifache der an sich rechnungsmäßig für die sonst wohl gebräuchlichen, immer noch reichlich hohen (S. 1315) Eintrittsgeschwindigkeiten von 0,8 bis 1,2 m/sek nötigen Nutzfläche erhalten. Denn der knapper bemessene Rechen übt von Anfang an eine größere Anziehungskraft auf Schwemmsel aus und wird, wenn erst ein Teil seiner Fläche verlegt ist, so

[1]) Mündl. Mitteilung des Betriebsleiters.

Digitized by Google

stark überlastet, daß infolge des sich ausbildenden Druckunterschiedes die Strömung immer reißender, also die völlige Verlegung immer mehr beschleunigt wird, was außer Gefällsverlusten und Betriebsstörungen sogar ein Eindrücken des Rechens zur Folge haben kann. (Weiteres über die Bemessung von Rechen siehe S. 1235 ff.)

Liegende Rechen. Eine besondere Erwähnung verlangen noch die liegenden Rechen. Solche sind in stark verschotterten Gebirgsbächen der Alpenländer seit alters in Gebrauch und können da wohl auch heute noch hier und da, namentlich bei kleinen Verhältnissen, vorteilhaft sein. Sie werden auf einen längs oder quer (als Wehr) aufgemauerten Kanalstollen verlegt und vom Wasser überströmt, das bei Hochwasser den Rechen selbsttätig vom Schotter rein hält, während Oberflächeneis damit überhaupt nicht in Berührung kommt. Abb. 668 zeigt eine normale Ausführungsform von Rüsch-Gannahl in Dornbirn (in der man bei größeren Wassermengen die T-Eisen besser auch durch Bulbeisen ersetzen würde). Die sehr kräftig auszubildenden, weil starkem Verschleiß ausgesetzten Rechenstäbe werden längslaufend angeordnet, um den Schotterabzug zu begünstigen. Die Stäbe sind in üblicher Weise durch Spannstangen zusammen-, durch zwischengeschobene Rohrstücke in Abstand gehalten. Letztere sollten entweder preß auf den Zugstangen aufsitzen oder viereckig bzw. flachgedrückt-rund sein und in flach gefräste Versenkungen der Rechenstäbe eingreifen, da verschiedentlich nur lose aufgeschobene Röllchen durch ständige Drehung die Rechenstäbe durchgeschliffen haben, so daß sich diese zusammenschoben und beispielsweise in Chèvres Lücken von bis zu 0,5 m freigaben. Eine kleine, aber nicht unwichtige und allgemein gültige Einzelheit!

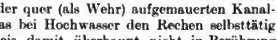


Abb. 668. Wagrechter Grundrechen, Modell von Rüsch-Gannahl, Dornbirn.

Eine besondere Art der wagrechten Rechen sind die von Ingenieur Boucher in Lausanne erstmals im Jahre 1894 (in Prémont) angewendeten Siebkästen. Bei diesen wird ein aus Eisen, Eisenbeton oder Massivbau gebildeter Kanal quer über den Fluß als Wehr gelegt und oben durch eine siebartig fein durchlöcherte Eisenplatte bedeckt. Das Wasser fällt bei Niederwasser ganz, bei Mittel- und Hochwasser: soweit nötig, in diesen Kasten, wobei Kies und Schwemmsel gut zurückgehalten und durch die eigene Strömung des Wassers bei geeigneter Behandlung leicht abgespült werden können. Einzelheiten dieser bemerkenswerten Anordnung sind später unter Prémont und Ackersand beschrieben; über die neuerdings von Ferranti-London und Koehn-Berlin vorgeschlagene Anwendung liegender Feinrechen am Turbinenhaus, siehe S. 1293.

Abschlußeinrichtungen.

Schließt sich an die Wasserfassung eine längere Umleitung an, so wird man meist gut tun, einen Abschluß des Einlasses vorzusehen, der bei Ausbesserungen eine Absenkung des äußeren Staues überflüssig macht und womöglich auch nach Bedarf dem Hochwasser den Eintritt verwehrt. Dies um so mehr, als man ohnedies eine Regulierschützenanlage doch selten entbehren mag, die dann im allgemeinen ohne große Mehrkosten in der erläuterten Weise sich ausbauen läßt. Von den neueren großen Anlagen hat nur Beznau keinen Hochwasserabschluß (Abb. 96). Die 2,6 m hohen Rollfallen schneiden in ganz abgesenktem Zustand auf 324,8, d. i. 2,2 m unter Stauziel und 3,5 m unter H. H. W. ab, sie dienen nur als Schwellenerhöhung bzw. Tauchwand und, in gewissen Grenzen, zum Regulieren des Zuflusses. Diese Anordnung war möglich, weil die Ufer hoch liegen und der Oberkanal kurz (900 m) ist, so daß trotz des Mangels eines Überfalls am Krafthaus sich ein erträglicher Betriebszustand erreichen läßt, allerdings unter starker Inanspruchnahme der Schützenregulierung am Wehr (vgl. S. 853, zwei Mann bei gutem Wasser dort ständig beschäftigt). Für Ausbesserungen am Rechen usw. muß bei dieser Anlage der Stau um mindestens 2,25 m abgesenkt werden, eine Notwendigkeit, die unter Umständen anderwärts lieber vermieden wird, wegen der durch Rücksicht auf Unterlieger gebotenen langsamen Absenkung und etwaiger Interessenwidersprüche bei Neuanstauen der Haltung. Auch Rheinfelden, das aber auch in dieser Beziehung in keiner Weise vorbildlich ist, hat keine hochwasserfreien Abschlußschützen.

Digitized by Google

Eine andere Anlage ohne Einlaufabschluß ist der große, für 150 cbm/sek berechnete und 16 km lange Seitenkanal des 1894/97 erbauten Werkes Jonage bei Lyon[1]). Hier liegt ein 5,6 km langes Kanalstück offen, der folgende Teil (mit einem Ausgleichsweiher) ist aber dann auch durch ein, sogar sehr kostspieliges Regulierbauwerk mit Schiffschleuse abgeschlossen.

Das Bewußtsein, eine Einrichtung zu besitzen, die bei allen denkbaren Zufälligkeiten die volle Beherrschung der dem Kanaleinlauf zuströmenden Wassermengen sichert, ist im allgemeinen für größere Werke so wertvoll, daß man die Mehraufwendungen für ein hochwasserfreies Abschlußbauwerk heute wohl nirgends mehr scheut.

Größere Schwierigkeiten in dieser Beziehung ergeben sich, wenn der Werkkanal noch gleichzeitig der Schiffahrt und Flößerei zu dienen hat, wie das bei Gersthofen, München, Poppenweiler der Fall ist und für Schwabenheim am Neckar der Fall sein würde. In den beiden ersten Werken, Abb. 246, 293, wo die Schiffahrt erst in weiter Ferne und mit ziemlich kleinen Schiffsgrößen (400 t) zu erwarten ist, war die Frage noch ziemlich einfach zu lösen durch Anordnung von einfachen Stemmtoren in einem schlank herausgeführten, seichten Durchstich — der eigentliche Kanaleinlauf liegt unberührt unten am Wehr mit Schwelle, Tauchwand und Schützen. In Poppenweiler und gar Schwabenheim (Abb. 314) welch letzteres für 1000-t-Schiffe eingerichtet werden mußte und wo der Kraftkanal an sich sehr breit ist (Schwabenheim 24 m), wo zudem die Geschiebeführung nicht entfernt so stark wie etwa im Lech ist, hat man den Einlauf nicht getrennt angelegt und, abgesehen von einer etwa 80 cm hohen längslaufenden Abweisschwelle, ganz offen gelassen. Das Abschlußbauwerk liegt erst einige 100 m weiter kanalab, in beiden Fällen abwärts eines zwischen ihm und dem Wehr noch angeordneten Entlastungsüberfalles. Das Eis wird also wohl oder übel im Winter — solange die Schiffahrt geht und das Einlegen eines Eisbalkens vor der Einfahrt verhindert — in den Kanal hereingenommen werden müssen. Wollte man es anders haben, so hätte man, ähnlich wie in Gersthofen, einen besonderen senkrechten Einlaß vom Wehrpfeiler her anordnen und die obere Einfahrt durch eine schnell und leicht zu betätigende Abschlußvorrichtung sperren müssen. Dabei wäre aber noch sehr die Frage gewesen, ob man mit einem einfachen Schlagtor, wie in Gersthofen usw. ausgelangt hätte: denn, wenn man auch die Einfahrtstiefe so klein als möglich (Schwabenheim 2,5 m bei 3,4 m im Triebkanal) und das obere Kanalstück so kurz als möglich (Schwabenheim 150 m — als Sicherheitsabstand vom Wehr vorgeschrieben) gemacht hätte, so würde doch entsprechend dem Gefälle der Staukurve und dem auch mindestens 5 cm betragenden Einlaufverlust ein Fließgefälle von mindestens 8 cm, d. i. auf 150 m 1:2000 sich einstellen, das eine reißende und mit großen Fahrzeugen kaum sicher zu durchfahrende Strömung bedingen würde: Es wäre also der Einbau einer vollen Kammerschleuse mit entsprechendem Kostenaufwand und bedeutender Schiffahrtserschwernis kaum zu vermeiden: Gründe genug, um in solchen Fällen, von der sonst als besser anerkannten Anordnung eines geschlossenen und mehr ans Wehr gerückten Einlaufs abzusehen. Allerdings darf man sich keinem Zweifel darüber hingeben, daß bei einer solchen Anordnung tatsächlich der Eintritt größerer Eismassen sich nicht ohne sehr großen Wasserverlust und ganz besondere Maßnahmen würde verhindern lassen. Das einfache Umwerfen der Eisklappen am kanalseitigen Wehrverschluß genügt hier nicht mehr. In Poppenweiler wurde festgestellt, daß sogar ein starkes Lüften der kanalseitigen Walze gar keine Anziehung auf das nur etwa 100 m weiter oberhalb in den Kanal eintreibende Eis auszuüben vermochte, das infolge der dort weit gekrümmten und rechts anliegenden Talwegsform schon von weit oben her am rechten Ufer herstreicht. Erst durch Ziehen der kanalabgelegenen (linken) Walze, deren Spülstrom naturgemäß weiter oben erst in den rechts liegenden Talweg einschnitt, vermochte man das Eis vom Kanaleinlauf abzuziehen.

In solchen Fällen ist man also hauptsächlich darauf angewiesen, die Eisabwehr im Zuge des Kanals und am Turbinenhaus bzw. Wasserschloß anzusetzen. Übrigens eine auch bei einem gut geschützten Einlauf nicht ganz zu umgehende Notwendigkeit, da kleinere Eismengen immer eintreten und, verstärkt durch im Kanal selbst neugebildete, vor den Rechen treiben, davon später (S. 1244).

[1]) Vgl. S. 1090.

Digitized by Google

Wo solche außergewöhnliche Ansprüche wie Schiffahrt und Flößerei nicht vorliegen, sollte man, namentlich bei kleinen Wassermengen (Hochdruckwerke), wo die Kosten der Abschlüsse nicht so bedeutend sind, im allgemeinen immer gleich am Einlaß hochwasserfrei abschließen, und es kann dann höchstens in Frage kommen, ob man über der Einlaßschwelle selbst abschließt, oder, bei einem etwa vorhandenen Einlaß-Klärbecken, erst hinter diesem. Und vielfach wird auch diese Frage im Interesse der Betriebssicherheit und Betriebsbequemlichkeit so gelöst, wie in Wangen, Ventavon (Abb. 215, bzw. 334), daß man sowohl vor dem Klärbecken wie hinter demselben abschließt. Die Hochwassergewohnheiten des Flusses (Häufigkeit und Plötzlichkeit), die örtlichen Umstände und die Geschiebeverhältnisse (ob häufiges Ausräumen des Klärbeckens nötig oder nicht), sind hier für die Beurteilung der Notwendigkeit und wirtschaftlichen Zulässigkeit maßgebend.

Eine weitere Frage, wenn man schon an der Schwelle abschließen will, ist endlich die, ob man die Schützen vor oder hinter einen etwa bestehenden Grobrechen legen soll. Die Vor- und Nachteile beider Anordnungen lassen sich am besten an zwei unter sehr ähnlichen Verhältnissen ausgeführten Anlagen veranschaulichen:

Abb. 669. Saanekraftwerk Freiburg. Kanaleinlaß. *Stollenmund*
Blick zwischen Grobrechen (Abb. 667) und Feinrechen vor Einstauung.

Abb. 667/669 stellen Einzelheiten des Einlaufs zum neuen kantonalen Elektrizitätswerk in Freiburg (Schweiz) dar[1]). Das Wasser der durch ein altes festes Wehr 13 m hoch gestauten Saane ist hier in einem 278 m langen, für 26 cbm/sek berechneten Kanalstollen unter Abschneidung einer großen Schleife durch den Berg geführt, an dessen jenseitigem Hang ein topfförmiges Wasserschloß im Molassegestein ausgesprengt ist[2]). Von diesem zweigen nach unten drei krümmerartige (2,25 m weite) Druckstutzen (im Gestein ausgearbeitet) ab, die in etwa 30 m lange Eisenbetonrohre übergehen und einzeln die drei aufgestellten 2000-PS-Gehäuseturbinen speisen. Die ganze Umleitung bildet bei dieser Anordnung einen geschlossenen Zug und der Feinrechen (Abb. 669) ist daher knapp hinter dem Grobrechen (Abb. 667), zwischen beiden aber ein sehr einfacher und billiger, in senkrechten Doppel-I-Ständern zu verlegender Dammbalkenabschluß angelegt. Der Grobrechen ist der schon erwähnte (S. 894) mit schrägstehenden Blättern, gegen das hier sehr stark fühlbare Laubtreiben zu wirken bestimmt. Er ist etwa 18 m lang und im Lichten 4,2 m, seine Schwelle noch 1,0 m hoch. An seinem unteren Ende ist ein Spülauslaß mit einer etwa 2,4 m breiten und 1,0 m hohen Überfallsenkschütze und einer Grundfalle zur Schwellenspülung (1 m hoch) angeordnet, die feste Zwischenschürze der beiden Schützen ist Eisenbeton. Dieselbe Anordnung ist bei der zwischen Grob- und Feinrechen angeord-

[1]) Entworfen von Direktor Maurer und Ingenieur Weber.
[2]) Lageplan in Schw. Bztg. 6. VI. 1908, S. 301.

Digitized by Google

neten zweiten Spülöffnung wiederholt. In Abb. 669 ist das starke Gefälle der muldenförmigen und glatt verputzten zweiten Spülrinne deutlich zu erkennen.

Bei dem im gleichen Jahre (1909/10) erbauten städtischen Elektrizitätswerk in Bern sind Gesamtanordnung, Gefälls- und Wassermengenverhältnisse auffallend ähnlich. Es wird auch hier ein Bogen (der Aare) mit einem großen Kanalstollen von geringer Länge abgeschnitten und ein Gesamtgefälle von etwa 12 m gewonnen. Es sind aber hier offene Schachtturbinen angewendet und ein offenes Vorbecken statt eines Wasserschloßschachtes (Abb. 1001a). Ferner ist ein bewegliches Wehr von nur etwa 5 m Stauhöhe in der Aare erbaut.

Im Einlaß ist hier zuerst eine durch einen massiven Pfeiler untergeteilte Schützenstellung mit fester Hochwassertauchwand über erhöhter Schwelle angeordnet (Abb. 670).

Abb. 670. Felsenauwerk a. Aare (Bern). Blick hinter die Abschlußschützen des Kanaleinlasses

dahinter fällt die Sohle stark nach einem schräg gelegten Grobrechen und hinter diesem geht es ohne weiteres in den Stollen. Der Feinrechen liegt erst im Krafthaus, auch dort hinter den Abschlußschützen.

Mangels längerer Betriebserfahrungen kann man ein zwingendes Urteil über die betriebstechnische Überlegenheit der einen oder anderen Ausführungsform noch nicht aufstellen. Wahrscheinlich wird sich aber die Anordnung „Bern" weniger gut bewähren, als die „Freiburg". Denn in Bern liegt der Rechen vollständig dem Spülstrom entzogen in einer tiefen Nische zurück, die ihrerseits bei Eistreiben oder Hochwasser nur zu leicht durch unter der Tauchwand durchgejagte Schwimmkörper verlegt werden wird. Man wird also hier mit viel mehr Handarbeit für die Rechenfreihaltung zu rechnen haben. Außerdem ist die der Tiefe nach sehr gedrängte Anordnung „Freiburg" in bezug auf Wohlfeilheit der Anlage zweifellos der anderen überlegen.

Der Sandfang.

Ob ein besonderer Sandfang hinter der Einlaufschwelle überhaupt nötig ist, hängt außer von dem Sandgehalt der Hochwasserfluten — bei Kleinwasser haben selbst die schlimmsten Wildbäche keine nennenswerte Sandführung — in erster Linie, wie schon gesagt, von der Empfindlichkeit der Turbinen, mit anderen Worten: hauptsächlich vom Nutzgefälle der Anlage und der Größe der Maschineneinheiten ab, ferner von der Turbinenbauweise: Francisturbinen sind unter anderem deshalb für höhere Gefälle schwieriger anzuwenden, weil sie als Überdruckturbinen sehr unter den wachsenden Spaltverlusten und in gegenseitiger Wechselwirkung damit: dem Ausfressen der Spalt-

Digitized by Google

ringe leiden (vgl. spätere Mitteilungen über die Trisannafassung bei Wiesberg, S. 905). Diese Verhältnisse müssen in gleichzeitiger Anschauung der von dem betreffenden Gewässer in Hochwasserzeiten erfahrungsgemäß mitgeführten Sinkstoffmengen und der Herkunft und Natur dieser Sinkstoffe selbst (Glimmersand beispielsweise gefährlicher als Kalksand) in jedem einzelnen Falle unter Zuziehung eines erfahrenen Turbineningenieurs abgewogen werden. Nur so ist ein Urteil über die Notwendigkeit einer Sandfanganlage und die einer solchen zu gebende Leistungsfähigkeit zu gewinnen.

Klärvorgang, allgemein. Bei allen Kiesfanganlagen, namentlich den einfacheren, beruht die Wirkung in erster Linie darauf, daß die Geschwindigkeit des ziemlich schnell über die Einlaufschwelle fließenden Wassers möglichst rasch im ganzen Querschnitt stark vermindert und zugleich für möglichst ruhige und gleichmäßige Strömung gesorgt wird. Bekanntlich beruht die Fähigkeit der feineren Sinkstoffe, längere Zeit und um so besser, je unruhiger bewegt das Wasser ist, sich schwimmend zu erhalten, auf dem mit der Kornfeinheit zunehmendem Mißverhältnis zwischen Oberflächengröße des Korns, die für den Sinkwiderstand bzw. die Aufwirbelkraft des Wassers maßgebend ist und dem Rauminhalt des Korns, der die Sinkkraft (Schwerkraft) bedingt.

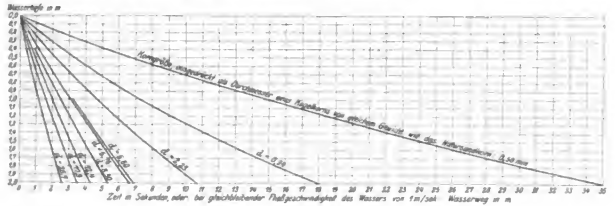


Abb. 671. Sinkdauer nach Versuchen von Ingenieur Bölsterli-Gurtnellen.

Leider sind über diese für die richtige Ausgestaltung der Kläranlagen sehr wichtigen Zusammenhänge noch wenig Erfahrungen gesammelt. Indes ist doch wenigstens über die Sinkgeschwindigkeit von Sand in stehendem Wasser eine Reihe von eingehenden Versuchen im großen angestellt worden: von Herrn Ing. Bölsterli in Gurtnellen, Schweiz; und diese Versuche geben schon sehr interessante Aufschlüsse. Die Bölsterlischen Versuche, angestellt für 9 Korngrößen und Wassertiefen von 1 und 2 m (vgl. Abb. 671) zeigen, daß die Sinkgeschwindigkeit mit der Korngröße unverhältnismäßig schnell, und daß sie ferner für ein bestimmtes Korn mit zunehmender Wassertiefe ein wenig abnimmt: das Gesetz des freien Falles ist also hier in sein Gegenteil verkehrt[1]).

Ferner ergaben Versuche in strömendem Wasser, daß die Sinkgeschwindigkeit bei jeder beliebig, nur nicht schräg oder senkrecht abwärts, gerichteten Strömung des Wassers kleiner ausfiel als in ruhendem Wasser. Für gleichmäßiges Dahinfließen des Wassers mit den Geschwindigkeiten, einmal v_0, ein zweites Mal v, dürfte man, gleiche Korngröße vorausgesetzt, für die entsprechenden Sinkgeschwindigkeiten v_{s_0} und v_s etwa schreiben: $\frac{v_s}{v_{s_0}} = \left(\frac{v_0}{v}\right)^{1:n}$. Hierin würde n eine durch Versuche erst festzustellende Zahl > 1 sein (schätzungsweiser Ansatz des Verf.).

Klärbeckenabmessungen. Die Abmessungen, in denen man für eine gegebene sekundliche Wassermenge mit nach Beschaffenheit und Menge gegebenem Sinkstoffgehalt einen Klärraum einfachster, d. h. prismatischer, Form anlegen muß, sind durch den physikalisch geometrischen Zusammenhang zwischen dem Querschnitt des Klärkanals F, seiner Länge l, der Sinkdauer T_s über die Wassertiefe t und der Sinkgeschwindigkeit der

[1]) Herr Ingenieur Bölsterli und Herr Ingenieur Professor Hilgard-Zürich (als Herausgeber des Schweiz. Ing.-Kalenders) haben die wertvollen Unterlagen zu Abb. 671 zur Verfügung gestellt.

Digitized by Google

„obersten" Kornschicht v_s gegeben (Abb. 672). Dieser Zusammenhang läßt sich durch folgende Gleichungen ausdrücken:

Fließgeschwindigkeit: $v = \frac{Q}{F}$,

Sinkgeschwindigkeit: $v_s = \frac{t}{T_s}$,

Klärweg: . . . . . $l = \frac{v}{v_s} \cdot t$,

Klärraum: . . . . $V = \frac{Q}{v} \cdot l = Q \cdot T_s = Q \cdot \frac{t}{v_s}$.

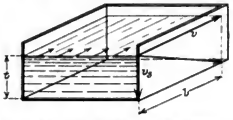


Abb. 672. Zur Klärbecken-Bemessung.

In wirtschaftlicher Beziehung ist indes neben dem Klärraum auch noch die Klärbeckengrundfläche, $G = b \cdot l$, in Rücksicht zu ziehen, sie ist:

$$G = \frac{V}{t} = \frac{Q}{v_s} = \frac{Q^1}{v_{s_0} \cdot v_0^{1/n}} \cdot v^{1/n},$$

d. h. die Klärbeckengrundfläche ist um so kleiner, je kleiner die Strömungsgeschwindigkeit v gemacht wird.

Nicht unwichtig ist die Bemerkung, daß man beträchtlich an Klärraum und Klärgrundfläche sparen kann, wenn man für die allerobersten Schichten (die an sich weniger und nur feinere Sinkstoffe führen) auf Klärung verzichten kann: die Sinktiefe t_s ist dann kleiner als die Wassertiefe t anzunehmen und die Beckenlänge vermindert sich im selben Verhältnis.

Wirtschaftlich vorteilhafteste Abmessungen der Klärbecken. In obigen Entwicklungen sind alle theoretischen Richtlinien enthalten, die im Einzelfalle zur Lösung der Aufgabe der wirtschaftlichsten Bemessung der Kläranlage leiten. Die örtlichen Verhältnisse, die bald den Aushubkosten (V), bald den Grundflächenkosten (Sohlenbelag) das größere Gewicht zufallen lassen, sprechen dabei erklärlicherweise sehr bedeutsam mit.

Diese rein geometrischen Entwicklungen erschöpfen aber natürlich die Frage nicht vollkommen: So wird man eine gewisse Mindestwassertiefe und ebenso eine gewisse Mindestgrundfläche unter Umständen nicht unterschreiten wollen, weil sonst eine zu rasche Anfüllung des Klärraums mit Sinkstoffen zu erwarten ist, auch ein gewisser Sicherheitsraum ist zu geben u. a. m.

Ausführungsformen. Die Vorbedingungen für beschleunigte Ablagerung der Geschiebe und Sinkstoffe enthalten in einfachster und sparsamster Form schon die Beruhigungsvorbecken bzw. „Kiesrinnen" von Peggau (S. 891) und Wangen (S. 414). Bei den Kläranlagen im engeren Sinne, die für Ausscheidung auch der feineren sandigen Sinkstoffe zu sorgen haben, ist der Grundgedanke in entsprechend verschärfter Form ausgeprägt bzw. zu neuen Formen weiter entwickelt. Eine Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten in Anlage und Betriebsweise kann man in folgender Zusammenstellung finden:

a) Betriebsweise
   Klärung: dauernd oder aussetzend;
   Spülung: dauernd oder aussetzend.
b) Bauweise: „Einfach" oder „Mit Schikanen".

Ausführlich, zunächst in Hinsicht des Betriebs: Man kann sich damit begnügen, das Klärbecken alle paar Tage, selbst Wochen, zur Reinigung für einige Stunden außer Betrieb zu nehmen, wobei das Betriebswasser umgeleitet wird, das gibt eine einfache und billige Anlage etwa nach Abb. 673, Schnalstalwerk: Das Wasser tritt hier in ein Vorbecken, von dort in Niederwasserzeiten gleich, zur Vermeidung von Gefällsverlusten, in den hier zu einem Stollen führenden Umlaufkanal. In Hochwasserzeiten wird der Einlauf zu diesem abgesperrt und die Schützen zum Klärbecken werden geöffnet. Aus diesem kann das Wasser nur in dünner Schicht über die abgesetzte Trennungsmauer in den Um-

Digitized by Google

laufkanal überfallen. Wenn der im Klärbecken abgesetzte Sand dessen Nutzraum zu sehr zu beeinträchtigen beginnt, wird der Umlaufkanal geöffnet und gleichzeitig die unter dem Umlaufkanal hindurchführende Spülschleuse gezogen. Darauf ziehen unter einiger Nachhilfe (Aufrühren mit Stangen usw.) die Sinkstoffe ab, während der Kanalbetrieb, durch den Umlauf gespeist, ungestört, nur ohne Klärung, weiter geht. Das ist eine Betriebsweise, die bei nicht zu großer, daher nicht zu häufig Unterbrechung verlangender Sandführung gut brauchbar ist.

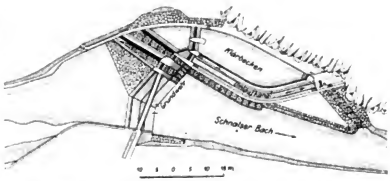


Abb. 673. Schnalstalwerk. Wasserfassung mit einfachem Klärbecken.

Man kann die Klärung zu einer dauernden machen, wenn man gleichzeitig dasselbe mit der Spülung tut. Man hat zu diesem Zweck den Einlaß so groß anzulegen, daß er bei höherem Wasserstand, wo meist allein geklärt zu werden braucht, einen die Normalwassermenge entsprechend übersteigenden Zufluß ermöglicht, dessen Überschuß als ständige Spülabgabe dienen kann. Nach diesem Grundsatz ist eine 1898/1901 in La Pom-

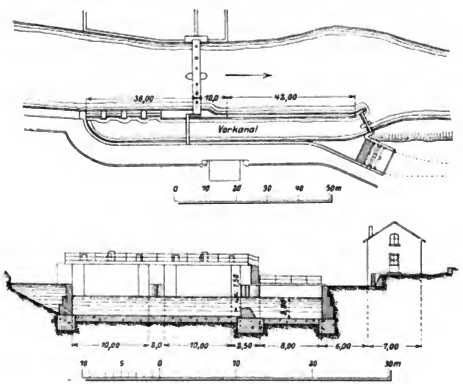


Abb. 674. Pomblière a. d. Isère. Wasserfassung.
Beispiel einer unzweckmäßigen Klärbecken-Anordnung.
(Congr. Houille Bl. II.)

blière (bei Moutiers) erbaute Wasserfassung (Abb. 674) angelegt[1]). Die Normalwassermenge beträgt hier 20 cbm/sek und die vier je 5 m breiten Einlaßöffnungen von 1,5 m Wassertiefe über einer 1,3 m hohen Schwelle sind für 25 cbm/sek bemessen. Es blieben also 5 cbm/sek für Spülung durch den 52 m unterhalb des 2,5 m hohen Schützenwehres ge-

[1]) C. H. Bl. 1902. II. S. 257

Digitized by Google

legenen Spülauslaß zur Verfügung. Der rd. 80 m lange, zur Ablagerung bestimmte gemauerte Vorkanal hat 8 m Breite und 2,5 m Wassertiefe, oder: 22,4 qm Querschnitt. Es entsteht also bei Vollast eine Strömung von 1,12 m/sek in ihm: viel zu viel, um eine wirksame Ablagerung des feinen Kieses und Sandes erwarten zu lassen. (Das Werk dient der Elektrochemie, ist also im allgemeinen ständig gut belastet!)

Aber die ganze Ausführung leidet, auch abgesehen davon, an einem grundsätzlichen Fehler: wenn man den Vorkanal jetzt genügend, vielleicht 2mal so weit machte, so würde sich der Sand alsbald kurz hinter dem Eintritt niederschlagen und nur nach Maßgabe der dadurch bedingten Querschnittsverengung bzw. Geschwindigkeitserhöhung noch weiter nach unten gelangen: man hätte zuletzt oben ständig einen mit Kies gefüllten Kanal, auf dem nur unten auf kleinem Raum die Grundschleuse notdürftig säubert, denn was die 25 im Vorkanal zufließenden Kubikmeter kaum vorwärts bringen, werden die 5 des Grundablasses auch nicht weit herholen, dagegen wird ein guter Teil des Geschiebes mit den übrigen 20 cbm/sek in den Triebkanal weiterziehen.

Daran wird auch nicht viel geändert, wenn man die Klärbeckensohle, wie es neuerdings mehrfach geschehen ist, vom Einlauf nach hintenzu fallen läßt, um so vor dem eigentlichen Kanalabzweig noch einmal eine hohe Spülschwelle zu schaffen. Bei dieser Anordnung wird doch durch die rasch nach hinten fortschreitende Sandablagerung der Klärbeckenquerschnitt von oben her zunehmend verengt, es schiebt sich also derjenige Punkt, von dem aus erst man den Klärweg bzw. die Fallkurve des Geschiebekorns rechnen darf, immer mehr nach hinten und dabei nimmt noch gleichzeitig infolge der sackartigen Vertiefung der Beckensohle der Fallweg x für das ausklärende Korn zu (vgl. Abb. 675). Viel bessere Wirkung und die Möglichkeit, mit geringerer Spülung auszukommen, erzielt man bei genau denselben Beckenabmessungen, wenn man das Gefälle der Beckensohle gerade umkehrt, so daß der tiefe Sack sofort hinter der Einlaßschleuse sich findet und die Beckensohle wieder langsam gegen das Ende des Klärbeckens hin ansteigt. Bei dieser Anordnung ist einmal am Einlauf der Unterschied der Geschwindigkeiten des Wassers viel größer, was an sich das Ausfallen der Geschiebekörner begünstigt, und zugleich finden die ausgefällten Sinkstoffmassen hier auf der vertieften Sohle genügend Platz, so daß das Wasser über die Ablagerungen weg immer noch mit sehr mäßiger Geschwindigkeit weiterströmen kann. Ein so rasches Vorrücken der Ablagerungen wie bei der umgekehrten Anordnung ist daher hier ausgeschlossen[1]).

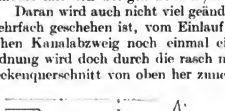


Abb. 675. Falsche und richtige Anlage der Klärbeckensohle.
(Nach Steuernagel.)

Freilich würde diese Anordnung eine Verlegung der Spülschleuse vom unteren Ende des Klärbeckens nach dem oberen an den Einlauf hin verlangen, und dies dürfte auch in der Tat eine aussichtsreiche Form für einfache und gutwirkende Kläranlagen werden.

Klärbecken Ventavon, verteilte Spülung, unmittelbar hinter dem Einlaß. Ausgeprägt sind die eben entwickelten Gedanken, nur in Verbindung mit gleichfalls sehr wertvollen, konstruktiven Erweiterungen in dem Klärbecken des Werkes Ventavon an der Durance.

Diese sehr beachtenswerte, bei Besprechung des Werkes nur kurz gestreifte Anlage muß hier näher beschrieben werden: Hier, wo die bedeutende Wassermenge von 50 cbm/sek zu klären ist, war es von vornherein geboten, eine möglichst geringe Längenentwickelung für das große Breite und Tiefe verlangende Klärbecken zu erhalten: das ist in der Weise erreicht, daß man für die Hochwasserzeit Dauerspülung vorsah, dieselbe aber durch ausgiebige Verwendung von unter dem Becken verlegten, nach dem Unterwasser des Wehrs ziehenden Spüldohlen über die ganze Beckensohle verteilte, ja schon

[1]) Vgl. Steuernagel in Mitteilungen der Königl. Prüf.-Anst. f. Wasserversorg. u. Abwasserbeseitig. in Berlin, Heft 4, 1904.

Digitized by Google

gleich hinter den Einlaßschützen beginnen ließ, an einer Stelle, wo infolge der vorhergehenden Drosselung des Wassers erfahrungsgemäß viel Sinkstoffe sofort ausfallen. Die Gesamtanordnung ist aus dem annähernd maßstäblich gezeichneten Grundriß (Abb. 334), bauliche Einzelheiten sind aus den Lichtbildern (Abb. 335—339) zu ersehen. Die Beckensohle ist in plan mäßiger Weise in flach-trichterförmige Felder aufgeteilt; eine erste gleich am Einlaß beginnende Reihe von Falltrichtern stößt auf eine Schwelle, in deren senkrechter Stirn 3 Spülrohre von etwa 60 cm Lichtweite abzweigen. Dahinter liegen zweimal zwei große, tiefe Trichter, deren Talpunkte wieder durch Spülrohre angezapft sind. Den Beschluß macht eine zweite Schwelle mit Spülern. Alle Spülrohre sind am untern Beckenufer in einen Vorbau zusammengeführt, dort durch Schieber einzeln verschließbar und dann zu vier Gußeisenrohren zusammengezogen, die unterhalb des Wehres ausmünden, auch nach unten durch Schieber verschlossen. Während die erste Schwelle auch bei Mittelwasser dauernd gespült werden soll und daher mit offenen Rohreinläufen versehen ist, wie auch die vier Trichtersenken dahinter, sind die vier Spüler der zweiten Schwelle, die der Wasserersparnis halber nur bei Übermittelwasser geöffnet werden, vorn mit Handzugschiebern verschlossen, die verhindern, daß sich bei Undichtheit die Hauptschieber am Vorbau der Rohre nach Art der Wasserfassung Pomblière, nur ins Kleine übertragen, so mit Schlamm und Sand vollsetzen, daß ein späteres Freimachen des Rohres nicht mehr möglich. Wenn auch über die (erst 1909 in Betrieb genommene) Anlage noch keine Erfahrungen mitgeteilt werden können, so hat doch der hier verwirklichte Grundgedanke so viel Einleuchtendes, daß man sich das Allerbeste versprechen darf.[1]) Die Dauerspülung ist also, um es zusammenzufassen, in vier hintereinander gestaffelten „Treffen" vom Einlauf beginnend dem Geschiebestrom entgegengestellt, so daß ein allmähliches Vorrücken, wie für „Pomblière" beschrieben, ausgeschlossen ist.

Neben der Entwickelung von „Pomblière" auf „Ventavon" ging eine andere nebenher, die die Dauerklärung durch Verbindung mit aussetzender Spülung und durch doppelte Anordnung der Klärbecken zu erreichen wußte. Eine Anordnung dieser Art zeigt das 1909 fertig gewordene Klärbecken des Biaschinawerkes am Tessin bei Lavorgo (Abb. 680, 536), die später näher beschriebene Anlage (S. 907) enthält hinter einem für größeres Geschiebe bestimmten Beruhigungsbecken zwei annähernd gleich angelegte Klärkanäle von 55 m Länge und einer von vorn nach hinten von 10 auf 5 m abnehmenden Breite, bei einer Wassertiefe von 2 bis etwa 3,5 m. (Daß die letztere Anordnung grundsätzlich weniger vorteilhaft ist, wurde bereits (S. 902) ausgeführt.) Für gewöhnlich stehen beide Kanäle offen und die mittlere Wassergeschwindigkeit steigt dann ($Q_{max} = 15$ cbm/sek) nicht über 0,375 m/sek. Zum Reinigen werden die Kanäle abwechselnd außer Betrieb gesetzt, und, da dies bei Nacht oder an Sonntagen, wo weniger Wasser gebraucht wird, geschehen kann, bleibt auch dann noch eine gute Klärwirkung. Beide Klärbecken können durch Spülkanäle entleert werden, die, zur Erzielung eines ausreichenden Nutzgefälles bei Hochwasser hier um rd. 100 m talabwärts geführt sind.

Die Dauerklärung mit Dauerspülung (Verfahren Ventavon) wird in der Anlage unter sonst gleichen Verhältnissen und beim Vorhandensein eines ausreichenden Wehrgefälles im allgemeinen bei gleicher Leistungsfähigkeit billiger zu stehen kommen, als solche mit aussetzender Spülung (Verfahren „Lavorgo"). Sie ist aber verschwenderischer im Wasserverbrauch, was bei hoch ans Mittelwasser hin ausgebauten Werken, namentlich dann, wenn sie Tagesausgleichsbecken haben (wie z. B. eben das Biaschinawerk) ihre Anwendung verbieten kann. Hochdruckwerke mit ihrem höheren Einheitswert der Wassermenge sind in dieser Beziehung besonders empfindlich, gleichzeitig bereitet es aber bei ihnen wegen der verhältnismäßig viel kleineren sekundlichen Wassermenge auch weniger Schwierigkeiten, den für einen aussetzenden Spülbetrieb nötigen Klärraum bereitzustellen.

Klärung vor dem Einlauf. Statt, wie es bisher stillschweigend vorausgesetzt wurde, einen künstlichen Klärkanal hinter dem Einlauf anzulegen, der nur nach der normalen Betriebswassermenge (nebst einem Zuschlag für Spülwasser bei Dauerspülung) zu berechnen ist, hat man gelegentlich wohl auch schon die Reinigung, wenn auch nicht von Sand, so doch von Feinkies, vor den Kanaleinlaß, in die Stauhaltung, verlegt. Man legte dazu etwa wie beim Simmewehr (Abb. 686, 588—591) einen besonders hohen Stau

[1]) Vgl. ähnl. Anlage des Cachapralwerkes, Chile. Eng. Rec. 28. 9. 1912.

Digitized by Google

an in der ausgesprochenen Absicht, mit ihm eine auch bei Hochwasser noch verhältnismäßig ruhige Wasserbewegung zu erzwingen und die Anlage einer ungewöhnlich hohen Abweisschwelle zu ermöglichen.

Die Schwierigkeit, bei gewissen örtlichen Verhältnissen ein großes künstliches Klärbecken hinter dem Einlauf mit vertretbarem Aufwand unterzubringen, die eben in der engen Simmeschlucht vorlag, oder die Möglichkeit, das hohe Wehr gleichzeitig zur Speicherung mit auszunützen (Albulawerk, S. 909), kann die Wahl einer solchen an sich teuren Lösung wirtschaftlich sehr wohl rechtfertigen, namentlich, wenn für Feinklärung noch, wie beim Simmewerk (S. 912) der Fall, ein Ausgleichsweiher am Ende der Zuleitung sorgt.

Klärbecken mit Schikanen. Vielfach hat man in solchen schwierigen Fällen auch versucht, den erforderlichen kostspieligen Klärraum durch künstliche Anordnungen, Kläranlagen mit „Schikanen", einzuschränken.

Deren Eigenart besteht darin, daß in ihnen das Wasser, abgesehen von der Geschwindigkeitsverminderung, auch noch wesentliche Ablenkungen von seiner Bewegungsrichtung erfährt. Dadurch soll die Fliehkraft, oder wenn die Ablenkung in senkrechter Ebene erfolgt, auch noch die Schwerkraft zur Verstärkung der Klärwirkung herangezogen werden. Dem liegt natürlich in wirtschaftlicher Beziehung die Absicht zugrunde, die Beckenabmessungen gegenüber dem gestreckten, einfachen Absitzbecken ohne Nachteil für das Klärergebnis verkleinern zu können. Über die Einzelformen werden die weiter hinten mitgeteilten Ausführungen Aufschluß geben.

Beschreibung eigenartiger, unter besonders schwierigen Wasserverhältnissen arbeitender Wasserfassungen.

Rhônefassung bei Mörel. Zum Betrieb der Druckluftanlagen am Bau des Simplontunnels wurde in Brieg eine Turbinenstation eingerichtet, der das Wasser der Rhône in einem rd. 4 km langen Kanal (S. 1103) zugeleitet wurde. Die Wasserfassung bei Mörel (Abb. 676) ist für 5 cbm/sek Höchstleistung berechnet. Das Geschiebe des Flusses reicht

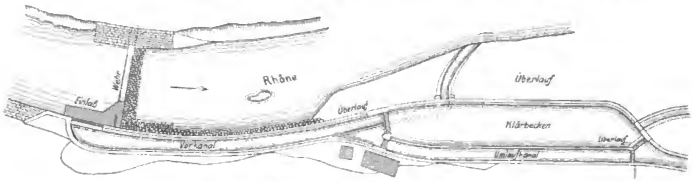


Abb. 676. Rhônefassung bei Mörel. Maßstab 1 : 1270.
(Congr. H. Bl. II.)

vom feinsten Gletschersand bis zu Blöcken von etwa $^1/_{10}$ cbm Inhalt. Das feste Wehr ist nur 1 m hoch; es ist natürlich längst vollständig verkiest; nur vor dem 4 · 2,25 m im Lichten weiten Einlaß wird, lange nicht in der vollen Ausdehnung der Vorpritsche, durch eine 3,5 m breite Klappe einigermaßen kiesfrei gehalten. Eine Einlaufschwelle ist nicht vorhanden, dafür können bei höherem Wasser die unteren Hälften der zweiteiligen Schützen ins Wasser gestellt werden. Ein 90 m langer Vorkanal führt von dem absichtlich, zur Gewinnung von Spülgefälle, hochgelegten Wehr nach einer Talweitung, wo ein einfaches Klärbecken mit Umlaufkanal angelegt ist. Vor den durch Schützen abschließbaren Einläufen zu diesen beiden Abteilungen ist ein Entlastungsüberfall angelegt. Der 3 m breite, anfänglich etwa 15 m tiefe Vorkanal hat sich hier zu diesen Schützen stark gesenkt, so daß eine etwa 1,4 m tiefe Kiesrinne entstanden ist, die durch eine besondere Schütze unter dem Fachbaum und dem anschließenden Dielenboden des Klärbeckens hindurch mit starkem Gefälle nach einem Freiwasserkanal geführt ist. (Die

Digitized by Google

Anwendung eines Dielenbodens hat sich an sich schon als verfehlt ergeben, denn, wenn bei entleertem Klärbecken, das ist meist im Herbst und Winter, gespült wird, so dringt das unter Druck stehende Wasser von unten ein, hebt auch wohl ganze Dielenfelder ab, zudem geht Wasser im Betrieb verloren. Eisenbeton wäre hier der geeignete Baustoff gewesen.)

Der Umlaufkanal[1]) ist mit 3 m Breite und 1,2 m Wassertiefe ($v_{max} = 1{,}4$ m/sek) weitergeführt und vereinigt sich unten mit dem Klärbeckenauslauf, woselbst beide Öffnungen wieder durch Schützen abschließbar sind.

Das Klärbecken, im Mittel 70 m lang, 12,5 m breit, 1,25 bis 2,5 m tief, hat einen Wasserquerschnitt von 15,5 bis 31 qm ($v_{max} = 0{,}33$ bis 0,17 m/sek) und einen Wasserraum von etwa 1600 cbm („Klärzeit" = 320"). Die Wasserentnahme erfolgt — und dies ist ein großer Fehler gegenüber der nach demselben Grundsatz angelegten Fassung des Schnalstalwerkes (Abb. 673) erst am unteren Ende („Pomblière"!) durch einen 10 m langen Überfall, dem gegenüber die Spülschleuse liegt. Die Wirkung der Anlage, deren Entwurf durch die bei der Herstellung gebotene Eile beeinflußt worden sein soll (sehr niedriges Wehr) hat nach Mitteilung des Betriebsingenieurs in Brieg nicht befriedigt; es gelangt noch viel zu viel Sand in die Turbinen, und tatsächlich zeigten diese beim Besuch Ende 1909 ganz außergewöhnliche Schaufelausfressungen, was allerdings z. T. auch mit der für den Tunnelbetrieb notwendigen ununterbrochenen Benutzung zusammenhängt.

Trisanna- und Rosannafassung bei Landeck (Tirol). Wegen der sehr ähnlichen Gelände- und Wasserverhältnisse können die in den Jahren 1907/1909 angelegten bzw. umgebauten Wasserfassungen des Elektrizitätswerks Wiesberg als Gegenbeispiel zu Mörel angesehen werden[2]). Trisanna und Rosanna sind wieder sehr gefällreiche (5%) Gletscherbäche, deren „Wasser" im Sommer durch massenhaft mitgeführtes Feingeschiebe eine dick graubraune Färbung (Gletschermilch) annimmt. Das Werk Wiesberg wird im vollen Ausbau (13000 PS) bei 87 m Gefäll jedem der beiden Bäche je etwa 7,5 cbm/sek entziehen.

Die zuerst ausgebaute Trisanna wurde anfänglich nur durch einen kleinen, etwa 5 m tiefen „Sandkasten" geleitet, mit dem Erfolg, daß die — allerdings auch nicht ganz den Wasserverhältnissen angemessen gebauten — Francisturbinen nach Verlauf von wenig über einem Jahr herausgenommen werden mußten[3]), weil sie, namentlich in den Ringspalten, gänzlich ausgefressen, gewaltige Arbeitsverluste brachten.

Außer durch Anwendung verbesserter Turbinen suchte man dem Übel gleichzeitig durch völligen Umbau der Fassung vorzubeugen. Das ursprüngliche feste Wehr, das inzwischen auch durch eine Lawine zerstört worden, ersetzte man durch ein etwa 150 m flußaufwärts, an lawinensicheren Platz verlegtes Walzenwehr von 14 m Lichtweite und 1,1 m Walzenhöhe, über sohleneben durchgehender Grundschwelle. Damit war der die Schwellenwirkung beeinträchtigenden Sohlenerhöhung vollständig vorgebeugt und dem einem engen Grundablaß in solchen Gewässern anhaftenden Nachteil der Verstopfungsgefahr wirksam begegnet. (Daß die Betätigung der Walze bisher keinen Schwierigkeiten begegnet ist und man sie im Winter ruhig einfrieren läßt [Abb. 659], wurde bereits erwähnt.)

Die gleichzeitig mit diesem Wehr errichtete Kläranlage soll am Beispiel der Rosannafassung beschrieben werden, die, nach dem Trisannaumbau erstellt, noch einige Verbesserungen aufweist. Auch diese (Abb. 677, 678) hat ein Walzenwehr, das nur in den Aufnahmen noch nicht eingebaut und durch einen vorläufigen Holzfangedamm ersetzt erscheint. Daneben ist aber noch eine etwa 3 m weite Grundablaßschütze eingebaut, um den Wasserverbrauch bei Spülung des Überfalls zu vermindern. In dem erzeugten Stau tritt das Wasser in nur 20 cm starker Schicht über einen etwa 50 m langen Überfall mit schwacher Strömung in einen sichelförmig nach unten verbreiterten Vorkanal. Aus diesem kann es, rd. 80 m weiter abwärts, bei klarem Wasser (punktierte Pfeile Abb. 678) unmittelbar vor den schräg gestellten Feinrechen und durch diesen in den Oberkanal treten (Winterbetrieb). Bei starker Sandführung wird die Stellung der Abschlußschützen vertauscht und das Wasser gezwungen, den Umweg durch ein pfeifenkopfähnlich ausgebildetes Klär-

[1]) Schnitte vgl. C. H. Bl. 1902, II. S. 135.

[2]) Folgendes nach Mitteilung von Herrn Direktor Fricke-Landeck (Kontinentale Gesellsch. f. angewandte Elektrizität).

[3]) Vgl. auch Schw. Bztg. 14. IX. 1907.

Digitized by Google

becken zu machen, wo die Strömungsgeschwindigkeit auf etwa 20 cm/sek herabsinkt und außerdem durch die Schleuderwirkung ein großer Teil des größeren Kiessandes gleich anfangs ausgeschieden wird.

Es handelt sich also hier um ein Klärverfahren mit „Schikanen".

Der tiefste Punkt des Beckens liegt am Ablaß nach dem Unterwasser („Pfeifensack"), von da ab steigt die Sohle unter gleichzeitiger Beckenverengung wieder langsam, bis sie

Abb. 677. Wiesberg. Rosannafassung. Überblick von links flußaufwärts.
Ganz im Vordergrund erscheint der Werkkanal und an dessen linkem Ende der Stollenmund.

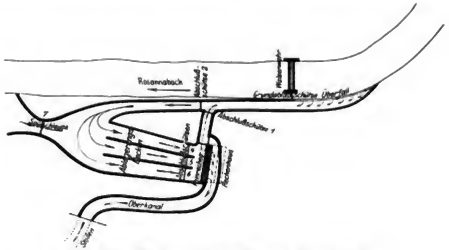


Abb. 678. Wiesberg. Rosannafassung. Grundrißskizze.
(Nicht genau maßstäblich, etwa 1:250.)

auf alter Kanalsohlenhöhe wieder vor demselben Feinrechen anlangt. Um nun eine sichere Spülung dieses weiten und langen Beckens zu erzielen, hat der Erfinder dieser in ihrer Einfachheit sehr sinnreichen Anordnung, Ingenieur Lannhofer, Direktor der Kontinentalen Gesellschaft für angewandte Elektrizität in Landeck und Poissy, die Beckenbreite durch Längstrennmauern mit entsprechenden Schützenabschlüssen gegenüber dem Rechen untergeteilt: man kann also bei der Spülung jeden so entstandenen, wenig mehr als der Vorkanal messenden Teilstreifen unter Öffnung der Schütze „1" bei geschlossener „2" für sich allein durchspülen, wozu die von oben (d. h. vom Rechen her) zufließende Wasser-

Digitized by Google

menge ausreicht. Im Betrieb hat sich nur gezeigt, daß die anfänglich gewählten und in den Photographien ersichtlichen Trennungsmauern noch etwas weiter gegen den „Pfeifensack" zu geführt werden müssen, weil dort natürlich jetzt das Wasser auseinander läuft und seine Wirkung verliert — diese Änderung war beim Besuch der Anlage (durch den Verf. d. B., Ende 1909) bereits beschlossen.

Das außerordentlich Geschickte an dieser Anordnung, die zwar bei den ganz üblen Wasserverhältnissen auch nicht allen Sand, aber doch den allergrößten Teil, auszuscheiden sich fähig erwies, liegt neben der Schleuderwirkung darin, daß die Spülwirkung hier, wie es ja allgemein zu verlangen ist, am Beginn der Ablagerung, und entgegengesetzt zur Triebwasserentnahme angesetzt wird, also gerade umgekehrt wie bei der unbrauchbaren Bauweise „Pomblière". Dabei ist die ganze Anlage nicht umfangreicher als ein einfaches Klärbecken mit Überfall, nur daß zwei einfache Kanalstücke, je von der Länge des Klärbeckens selbst, und einige Abschlußschützen mehr nötig werden.

Abb. 679. Wiesberg. Trisannafassung. Blick vom linken Wehrpfeiler in die Rechen-Vorbucht. Rechts die Ausläufe aus dem noch weiter rechts gelegenen Klärbecken; im Hintergrund der Werkkanal; links vorn starke Nadeleisbildung am Rechen bei — 14° C.

Zur Ergänzung soll noch die Trisannafassung vorgeführt werden. Deren Gesamtanordnung (Abb. 659) unterscheidet sich dadurch von der eben beschriebenen, daß das Klärbecken nahe am Wehr liegt, der Einlaß „3" deshalb anders und mit Schütze angeordnet ist, dagegen eine Grundschütze neben der Walze noch fehlt. Ferner zeigt Abb. 659, wie man durch Einbau einer festen Abweiswand im Winter das Eintreiben von Eis verhindert, während Abb. 679 (Rechen von Schütze „1" aus gesehen) die starke Rauhfrost- und Nadeleisbildung erkennen läßt, der nur durch häufige und angestrengte Arbeit des Rechenwärters zu begegnen ist.

Tessinfassung bei Lavorgo. Für das Biaschinawerk[1]) werden dem Tessin bei Lavorgo bis zu 15 cbm/sek entzogen. Der sehr gefällsreiche Fluß (3,2‰ abwärts der Fassungsstelle) bezieht mit 320 qkm Einzugsgebiet sein Wasser zum großen Teil aus Gletschern und hat daher die hohe Mindestabflußmenge von 14 l/sek/qkm, was auf mäßige Sandführung auch im Winter rechnen läßt. Durch ein 2 m hohes und 50 m breites gemauertes Wehr mit 4 m breiter Grundablaßklappe (Abb. 535/36, 680) wird das Wasser gezwungen, über eine 1,2 m unter Wehrkrone liegende 24 m lange Schwelle in ein Beruhigungsbecken (Kiessammler)

[1]) Vgl. Schw. Techn. Z. 18. III. 1909.

Digitized by Google

einzutreten. Der durch senkrecht stehenden Grobrechen geschützte Einlauf hat 6 Abschlußschützen. Der Kiessammler entlastet sich durch einen etwa 15 m langen Überlauf nach dem Fluß und kann vor einer zweiten Schwelle mittels Grundablaßschützes gespült werden. Über diese Schwelle weg tritt das Wasser in die beiden hochwasserfrei abschließbaren Sandfänge (Abb. 681), 55 m lange gemauerte Kanäle, ein, die bei einem Sohlengefälle von 1,4 % und je 20,0 qm Wasser-Querschnitt allmählich auf 2,7·5,0 übergehen und kurz vor ihrem durch Schützen abschließbaren unteren Mund durch gemauerte, etwa 2,5 qm weite Dohlen einzeln gespült werden können. (Dabei ist der Spülkanal des landseitigen Klärbeckens oberhalb desjenigen des flußseitigen angelegt, was dazu geführt hat, den Boden dieses letzteren weniger stark zu senken, um eine etwa 1,2 m hohe, abfallende Schwelle zur Durchführung des von rechts kommenden Spülkanals anzulegen. Besser wäre es gewesen, die beiden Spülkanäle ihre Lage vertauschen zu lassen, so daß der linke Sandfang ebenso tief wie der rechte und der Spüldohlen des rechten Beckens unter einer aufsteigenden Schwelle

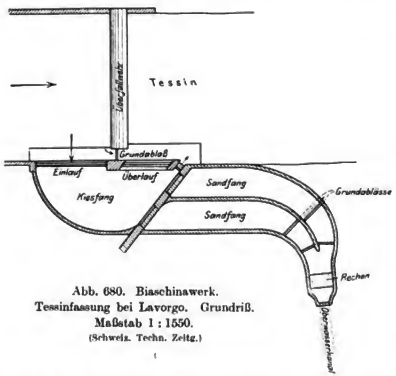


Abb. 680. Biaschinawerk.
Tessinfassung bei Lavorgo. Grundriß.
Maßstab 1 : 1550.
(Schweiz. Techn. Zeitg.)

Abb. 681. Biaschinawerk. Blick flußaufwärts vom Stollenmund aus.

hätte angelegt werden können.) Die beiden Spüldohlen mußten (S. 903), um genügendes Gefälle bei Hochwasser, das 2,6 m über Wehrkrone und nicht viel weniger im Unterwasser steigt, herauszubekommen, 100 m flußabwärts geführt werden. Ein Feinrechen schließt den gemeinschaftlichen Eintritt zum Kanalstollen des Wehres ab. Bei Benutzung beider Klärkanäle ergibt sich eine größte Geschwindigkeit von 0,375 bis 0,56 m/sek,

Digitized by Google

so daß die Klärdauer sich zu etwa $\frac{55}{0{,}45} = 120''$ berechnet, das ist erheblich weniger als bei dem oben beschriebenen Mörel, aber immer noch reichlich genug mit Rücksicht darauf, daß die doppelte Anordnung eine häufige Spülung ermöglicht. Jedenfalls war es sehr gut, die überflüssige Längenentwicklung zugunsten der Spülwirkung, zugleich der Sparsamkeit, einzuschränken. Daß übrigens das Sohlengefälle besser umgekehrt geworden wäre, ist bereits auf S. 903 festgestellt. Die von der A.-G. Motor in Baden erbaute Anlage ist erst Ende 1910 in Betrieb gekommen, so daß über die Leistungen noch nichts mitgeteilt werden kann.

Albulafassung bei Tiefenkastel (Graubünden)[1]. Eine in der doppelten Sammleranordnung der Fassung von Lavorgo gleichende, aber außerdem noch mit Vorklärung durch ein hohes Wehr ausgestattete Anlage ist für das Elektrizitätswerk der Stadt Zürich nach den Plänen von Ingenieur Peter, Direktor des Städtischen Wasserwerkes, in den Jahren 1907/10 erstellt worden. Der Betrieb dieses für die alleinige Versorgung von Zürich bestimmten großen Werkes (Höchstleistung 24 000 PS, Nutzgefälle 142,2 m, Höchstwassermenge während 10 Stunden 16,75 cbm/sek) bedingte die Schaffung eines Tagesspeichers von 300 000 cbm Nutzinhalt am Einlauf eines 7,14 km langen Druckstollens. Das wurde

Abb. 682. Albulafassung bei Tiefenkastel (im Bau). Oberwasserblick.

geleistet durch Einbau des in Abb. 682, 683 dargestellten halbbeweglichen Wehres, das bei 35 m Breite und 17 m Stauhöhe (über Sohle) drei Öffnungen erhalten hat: zwei Grundablässe von je 8 m Breite und 9 m Höhe über einer 3 m hohen festen Schwelle, nach oben begrenzt durch eine gleichfalls feste, bewehrte, 5 m hohe Hochwasserabschlußwand, und einen 5 auf 15 m messenden Überfallverschluß. Die höchste Hochwassermenge ist zu 400 cbm/sek angenommen; zu ihrer Abführung genügt einer der beiden Grundablässe für sich allein (Sicherheitsmaßregel und Hochwasserableitung beim Bau). Sämtliche Abschlüsse sind als Stoneyschützen mit Eisenbetongegengewichten und mit elektrischem Antrieb (Benzinmotor) ausgeführt. Der Bau des hohen Wehres hat sich — eine für die Beurteilung nicht unwesentliche Tatsache — in der engen, starken Hochwassern ausgesetzten Schlucht sehr schwierig gestaltet, zumal sich der Untergrund stellenweise schlechter, als vermutet war, erwies (Bergsturzmasse an Stelle festen Felsens). Man mußte statt der vorgesehenen einfachen Fangedämme solche aus pneumatisch niedergebrachten Betonsenkkästen anwenden, ohne doch damit ganz vor Hochwasserschaden bewahrt zu bleiben[2].

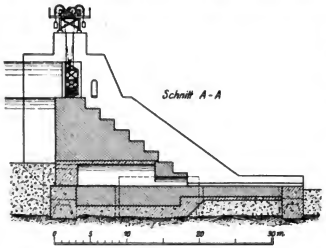
Der Speicherinhalt von 300 000 cbm ist zwischen Wehrkrone und Überfallschwelle vorhanden, dementsprechend ist die Höhenanordnung der Einläufe zu den zwei, hier in den Stollen verlegten, Sandfängen getroffen: Die beiden etwa 6,5 m breiten Grobrechen (Stabweite etwa 60 mm) reichen von 50 cm über Grundwehrschwelle bis 50 cm unter Überfallwehrkrone, sind also 8 m hoch, so daß sich für einen jeden die nutzbare Fläche (bei

[1] Nach Mitteilungen des Städt. Wasserwerks und des Städt. El.-Werks Zürich.
[2] Vgl. Schw. El. Z. 15. 1. 1900.

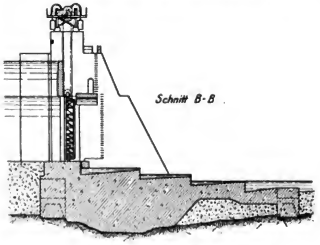
Digitized by Google

00 mm Stabstärke) zu 43,5 qm und bei Vollast die Eintrittsgeschwindigkeit ($\mu = 0{,}8$) zu 1,48 bzw., bei gleichzeitigem Betrieb beider Sammler: zu 0,24 m/sek ergibt. Unmittelbar hinter den Rechen zieht sich der Stollenmund etwas zusammen und es folgt eine (senkrecht halbierte) mächtige Abschlußschütze von 2·3,0/4,0 m Lichtfläche, die von der oben sichtbaren Windenhütte aus durch elektrischen Antrieb betätigt werden kann.

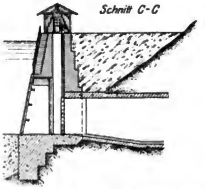
Die beiden, mit dem Querschnitt eines zweispurigen Eisenbahntunnels angelegten Klärstollen (Abb. 684) haben 102 bzw. 128 m Länge, so daß sich mit einer Nutzfläche von 35,5 qm der Wasserinhalt auf 3600 bzw. 4500, zusammen 8100 cbm stellt. Die Klärzeit berechnet sich daher auf $\frac{3600}{16{,}75} = 215''$ für den kürzeren, auf 270″ für den längeren Stollen, für beide gleichzeitig: auf 480″. Die große Länge der Sammler ist hier jedenfalls



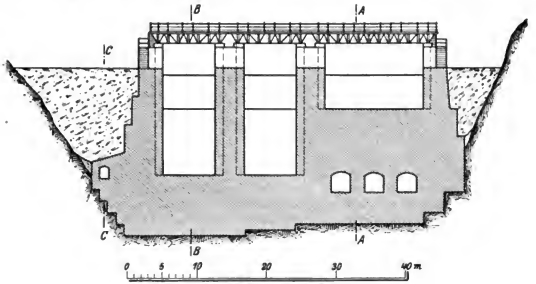
a. Längenschnitt der Überfallöffnung.



b. Längenschnitt eines Grundablasses.



c. Längenschnitt eines Stolleneinlasses.



d. Wehrquerschnitt (abwärts gesehen).

Abb. 683a—d. Albulafassung. Maßstab 1 : 600.

Digitized by Google

mit Rücksicht auf die große Wassertiefe gewählt worden, die in einem zu überwölbenden Stollen nicht zu vermeiden war. Auch die, in einem allseitig umschlossenen Gerinne gegebene größere Unruhe der Wasserbewegung mußte zur Vorsicht mahnen, wenn es auch zweifelhaft erscheinen mag, ob man zur Sicherung des Erfolges unbedingt so weit zu gehen brauchte. Indes ist es sehr begreiflich, daß man bei dem Mangel ausreichenden Beobachtungsstoffs zur Sicherheit lieber etwas weiter griff als zu knapp.

Die Spülung wird im gegebenen Fall durch die größere Länge nicht wesentlich beeinträchtigt werden, weil man über ungewöhnlich hohes Spülgefälle verfügt. Die beiden Sammler endigen vor einer etwa 2 m hohen Brust, an der seitlich große Spülschützen nach einem etwa 80 m unterhalb des Wehres wieder austretenden Spülstollen von 2,5 qm Nutzfläche führen (in ähnlicher Anordnung wie in Lavorgo, nur unter Vermeidung des dort bemerkten Konstruktionsfehlers). Anordnung der Spülöffnung am oberen Beckenende zur Ermöglichung der Rückspülung vom Nachbarbecken aus, wäre

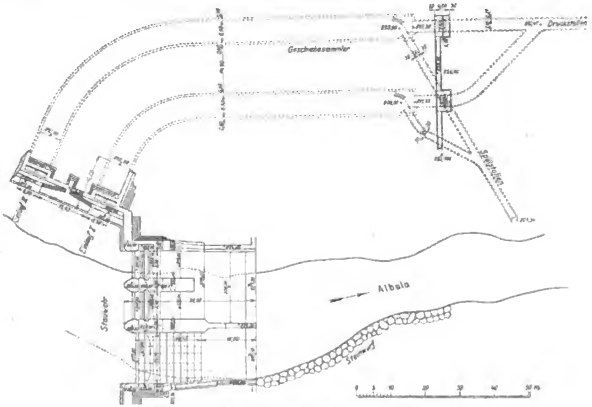


Abb. 684. Albulafassung. Grundriß. Maßstab 1 : 1200.

auch hier noch besser gewesen. Über der Stoßschwelle sitzen die zum Druckstollen weisenden Abschlußschützen (je rd. 7,5 qm Nutzfläche). Diese sämtlichen unter gegebenenfalls rd. 15 m Überdruck zu betätigenden großen Schützen werden durch Wasserdruck bewegt, wofür die kleine Benzinmotorenstelle (Abb. 682) die Antriebskraft liefert.

Die ganze Anlage (1910 in Betrieb genommen) versprach nach den angewandten bedeutenden Abmessungen von vornherein eine sehr gute Klärung. Eine solche ist hier sehr erwünscht, weil mit Francisturbinen unter dem für solche recht beträchtlichen Gefälle (S. 45) von 142 m gearbeitet wird. Der Erfolg ist vollkommen. Selbst feiner Schlamm wird in den Klärstollen abgelagert, und im anschließenden Werkstollen findet sich nur ein feiner Schlammanflug auf dem ganzen Umfang. Nur ganz vereinzelt wurden bisher kleine geschlossene Schlammablagerungen beobachtet. Die Spülung arbeitet ganz ohne Nachhilfe in gewünschter Vollkommenheit (es wird durchschnittlich alle 8 Tage nach Ablagerung von etwa 1 m Schlamm gespült).

Die Kosten der sehr großen Sammler und Stollen sind aber natürlich nicht gering und haben mit Rechen- und Schützenanlage etwa 290 000 M. betragen (zum Vergleich seien

Digitized by Google

die Kosten des 7142 m langen Druckstollens mitgeteilt: rd. 2 000 000 M.) Das Wehr hat außerdem etwa 440 000 M. für den festen Teil und 200 000 für die Verschlüsse, die ganze Stau- und Fassungsanlage also: 930 000 M. gekostet, bei einer Gesamtkostensumme des Werkes (ohne Fernleitung) von rd. 6,5 Mill. M. schon eine sehr beträchtliche Summe.

Kander- und Simmefassung bei Wimmis. Das Elektrizitätswerk Spiez am Thunersee arbeitete von 1899 bis 1908 allein mit dem Wasser der Kander, das in ähnlicher Weise wie die Rhône bei Mörel, mit einem niedrigen Wehr, hier nur ohne anschließendes Beruhigungsbecken gefaßt und hinter einem auf dem bergigen Ufer des Thunersees vor-

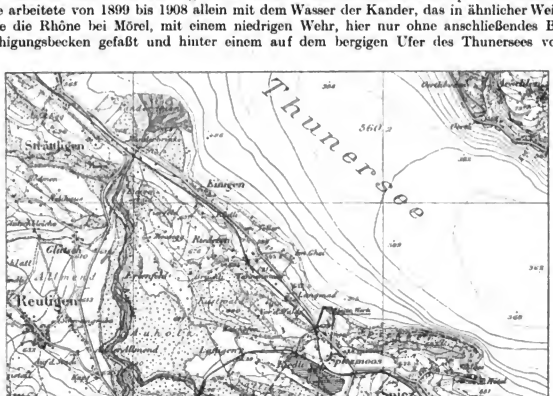


Abb. 685. Kanderwerk. Übersichtskarte. Maßstab 1 : 50000.
(Abb. 685 bis 692 aus Schweiz. Bauztg.)

geschobenen Ausgleichs- und Klärweiher mit 67 m Nutzgefälle verarbeitet wird[1]). Die nur 20 cm hohe, bei Hochwasser noch durch die untere Hälfte der Abschlußschützwand um 60 cm zu erhöhende Einlaufschwelle läßt immer viel zu viel Kies aus dem wilden, hauptsächlich aus Gletschern gespeisten Bergbach in den rd. 680 m langen offenen Teil des Oberkanals eintreten, was ständige Baggerungen nötig macht. Die am Übergang in einen Kanalstollen, vor dem Rechen von 30 mm Stabweite angelegte 1,8 m tiefe, 2,2 m breite spülfähige Kiesrinne vermochte, weil viel zu klein und zu schnell ausgefüllt, nicht dauernd den Eintritt reichlicher Kiesmengen bis zur Größe von „Gartenkies" zu verhindern. Mit aus diesem Grunde war der erwähnte Weiher angelegt worden. Als es sich indes gegen

[1]) Zum Teil nach Schw. Bztg., Bd. 52. Nr. 11ff.; hier noch S. 818, Abb. 588.

Digitized by Google

das Jahr 1910 darum handelte, die Leistungsfähigkeit der Zentrale Spiez durch Einbeziehung der Simme, eines Nebenflusses der Kander, zu verdoppeln (Abb. 685), ging der Schöpfer dieser Neuanlage, Ingenieur Schafir, Vorstand des Studienbureaus der Bernischen Kraftwerke, darauf aus, eine Lösung für Wasserfassung und Zuleitung zu finden, die eine bessere Vorklärung am Wehr geben und gleichzeitig die am offenen Kanderkanal als sehr lästig empfundenen Frost- und Rutsch-Verschüttungserscheinungen ausschließen sollte. Diese Aufgabe ist für die Wasserfassung durch die in den Abb. 588—591, 686 veranschaulichte Anordnung gelöst worden.

Die Wehrstelle war durch die örtlichen Verhältnisse in Verbindung mit der gegebenen Höhenlage des bereits bestehenden Kanderweihers ziemlich genau vorgeschrieben. Das Wehr schließt mit leicht bogenförmigem Grundriß die tiefeingeschnittene steile Simmeschlucht in etwa 60 m Kronenlänge ab. Stauziel liegt 12 m über der tiefsten Stelle der Flußsohle, aber, da an der betreffenden Stelle unverhofft eine 9 m tiefe „Steinmühle" aufgefahren wurde: volle 23 m über Gründungssohle. Die Abschlußwand ist (vgl. S. 819 und Abb. 591—593) in drei Hauptabteilungen zerlegt: einen 7 auf 7 m messenden durch Stoneyschützen verschlossenen Grundablaß in der Mitte und zwei je zweimal 3,75 auf 2,3 m messende, durch einfache Gleitschützen verschlossene Überfälle, zum Regulierbetrieb. Außerdem sind noch an kleineren Entlastungsöffnungen vorhanden: links ein 4 m breiter fester Kronenüberfall, und rechts ein solcher von 2,5 m Breite neben einer 1,8 m weiten zur Eisspülung des hier liegenden Einlasses dienenden nur 60 cm hohen Abzugsschütze. Sämtliche Schützen sind für Handantrieb, der Grundablaß und die beiden rechtsseitigen Überfallschützen außerdem für elektrischen Antrieb eingerichtet. Der Grundablaß führt ohne Überschreitung des Stauziels 260 cbm/sek, die zwei seitlichen Entlastungsöffnungen führen 110 cbm/sek ab, was den rechnungsmäßig zu erwartende größten Hochwassern des 590 qkm fassenden Simmegebiets entspricht. Im Gegensatz zum Vorgehen beim Albulawehr, wo zur Ermöglichung der Hochwasserabfuhr während des Baues die Grundablässe in doppelter Zahl angelegt sind, hat man hier, wo zudem eine höhere Schwellenlage (5 m) gewählt ist, seine Zuflucht zu einem Umleitungsstollen ge-

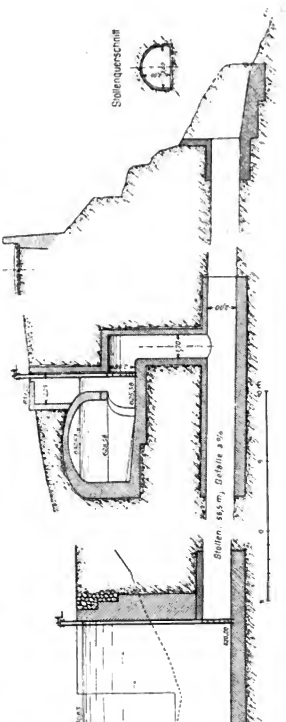


Abb. 686. Kanderwerk. Simmefassung (vgl. Abb. 588). Schnitte vom Klär- und Spülstollen. Maßstab 1 : 300.

Digitized by Google

nommen, der mit annähernd halbkreisförmigem Querschnitt von 5 qm Lichtweite in rd. 61 m Länge mit 2% Gefälle das rechte Wehrwiderlager umfährt und im Stau eines festen Betonfangdammes die Baugrube wasserfrei hielt. Später wurde er mit einer von oben durch verkapselte Zahnrad- und Schraubenübersetzung betriebenen Gleitschütze verschlossen und dient jetzt als Entlastung bei Nachschau am Wehr, hauptsächlich aber zur Abführung des Spülwassers von der über ihn hinweg geführten Sandfanganlage (Abb. 686). Die Einlaufschwelle, rd. 10 m über Flußsohle, 4,88 m über Grundablaß und sogar noch 0,18 m über Regulierüberfallschwelle ist, hier gewiß unschädlich, halb schräg nach oben zur Erleichterung des Wassereinzugs angelegt. Die 11 m breite, 2,05 m tiefe Öffnung ist mit einem ausziehbaren Röhren-Grobrechen bewehrt, dahinter folgen drei Einlaufschützen von je 2,62 m Weite und einem Gesamt-Lichtquerschnitt von 16 qm: Beachtenswert ist die

Abb. 687. Andelsbuch. Wasserfassung, Grundriß. Maßstab 1 : 3333.

trichterförmige Ausbildung des Einlaufmundes, die eine ruhige Wasserbewegung und geringste Gefällsverluste ergibt (letzterer Gesichtspunkt war hier besonders wichtig, weil die für Zuleitung zum (bereits vorhandenen) Kanderweiher (3,5 km) verfügbare Höhe an sich knapp war). Bei der planmäßigen Höchstbelastung des Stollens von 6 cbm/sek ergibt sich eine Einlaufgeschwindigkeit von nur 0,27 m/sek zwischen den Schützrahmen. Dieselbe erreicht in stetigem Übergang am Abzug des Spülstollens, 15,9 m hinter den Schützen, erst 0,5 m/sek (Abb. 589, 590). Der vor einer 2 m hohen Brust abgezweigte Spülstollen fällt durch einen 1,7 m weiten Schacht um rd. 5,6 m in den unten durchziehenden Umleitungsstollen ab.

Die Klärzeit bei Vollast beträgt also hier nur etwa 45", trotzdem wird man bei der außerordentlich hohen Schwellenlage und der wirksamen Vorklärung ein gutes Ergebnis erhalten. Der Talquerschnitt mißt vor der Fassung rd. 355 qm, die mittlere Strömungsgeschwindigkeit steigt also erst beim seltenen H. H. W. auf 1,0 m/sek!). Da man außerdem als Schutz gegen die sicher noch verbleibenden Sandreste einen weiteren Feinkiesfang vor einer etwa 2,6 km weiter abwärts liegenden Kanalbrücke (Abb. 870 bis 872) und als sichersten Schutz immer den neuerdings stark erweiterten Ausgleichsweiher am Thunersee hat, so ist der Erhaltung der Turbinen aufs beste vorgesorgt.

Digitized by Google

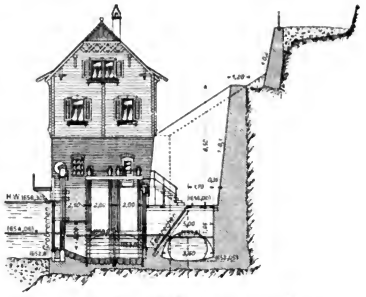


Abb. 688. Andelsbuch. Einlaßbauwerk. M. 1 : 300.

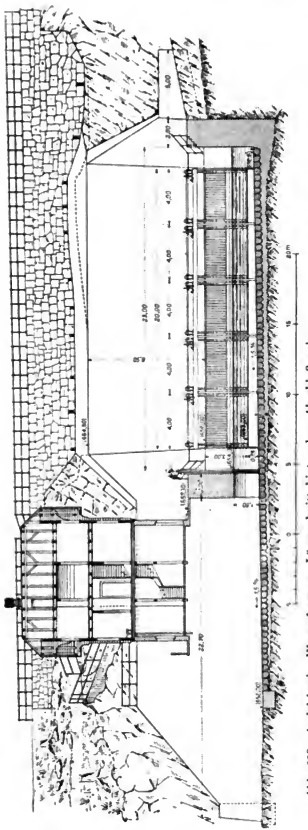


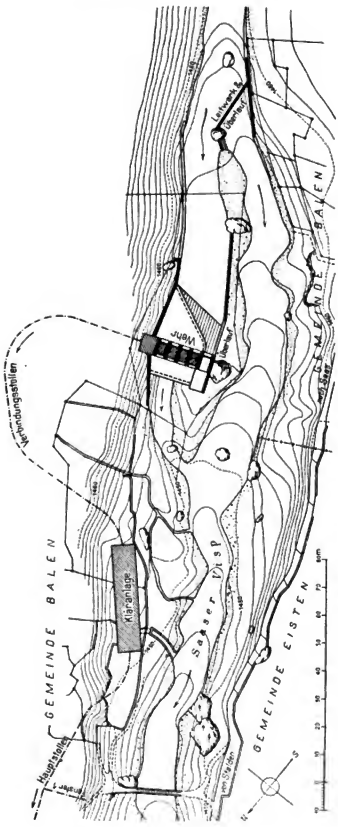
Abb. 689. Andelsbuch. Wasserfassung. Längsschnitte hinter dem Abschlußwerk.

Fassung der Bregenzer Aach bei Bezau. Nach dem Entwurf von Ingenieur Kürsteiner-St. Gallen wurde die Bregenzer Aach beim Abfluß des Bregenzerwaldes in den Jahren 1906/08 in der durch Abb. 687 übersichtlich dargestellten Weise gefaßt, um das hinter einem Kanalstollen von 2,1 km Länge liegende Elektrizitätswerk bei Andelsbuch mit 62 m Nutzgefälle zu betreiben.

Das Flüßchen hat ein Einzugsgebiet von 325 qkm, das, stark bewaldet, nicht höher als bis zu 2600 m hinaufreicht und daher wohl reichlich Kiesgeschiebe, aber vergleichsweise weniger Sand (kein Gletscher) führt. Der Kanalstollen ist für eine Normalwassermenge von 12 cbm/sek (7,5monatiges Wasser) angelegt, ein vorgeschobener Ausgleichsweiher gestattete die Einstellung von vier Francisturbinen zu 2500 PS (äußerlich ähnliche Verhältnisse wie im Kander-Simmewerk). Die linkseitig flach ausgedehnte Talweitung, die schon bei dem ausgeführten, nur 2 m hohen Betonwehr einen Hochwasserdamm nötig machte, die tiefgründige Verschotterung des Flußbettes und die gebotene Rücksicht auf die hier betriebene Wild-Flößerei — die bei einer hohen Wehranlage eine Holzrinne verlangt hätte — waren die gewichtigen Gründe gegen die Erstellung eines höheren Stauwerks. Man hat sich daher damit begnügt, den Einlaß (Abb. 687—689) nur mit zwei hintereinander liegenden Grobkiesschwellen von 0,6 bzw. 0,8 m Höhe auszustatten, die durch einen 3 m weiten Wehrdurchlaß bzw. einen überwölbten 1,8 auf 4 m messenden Spülauslaß gefegt werden sollen. Merkwürdigerweise hat man anfänglich hier noch einmal versucht, ohne einen Grundablaß im Wehr auszukommen, mit dem Ergebnis, daß der vor der Einlaufschwelle abgelegte Kies,

Digitized by Google

den man durch den Einlauf hindurch mit dem inneren Spülkanal abzuziehen gedachte, nur bis auf Höhe einer schräg an die Schwelle anlaufenden Rampe abgezogen und außerdem der Mittelwasserabfluß nicht dauernd zum Einlauf zusammengehalten werden konnte. Der Grundablaß ist dann im Winter des ersten Betriebsjahres (1909) eingebaut worden.



Auf die Einlaufschwelle setzt sich ein Grobrechen aus einzeln ausziehbaren 45 mm Gasrohren mit 100 m Lichtabstand, dann folgt zwischen überwölbten Steinpfeilern eine Reihe von drei Abschlußöffnungen. Dieselben sind durch eiserne Ständer nochmals halbiert und durch, der Höhe nach zweiteilige, Holzschützen von 0,8 bzw. 1,25 m Höhe verschließbar. Die Tafeln sind zur Vereinfachung der Schützentriebe (Handtrieb) als Schleppschützen mit Ausklinkung eingerichtet, so daß man nach Belieben nur den untern oder nur den obern Teil abschließen kann. Bei mäßiger Anschwellung erhöhen die untern Tafeln die Abweisschwelle auf 1,4 m, bei stärkerem Hochwasser werden die Öffnungen ganz geschlossen und das Wasser, eine sehr eigenartige Auskunft, rückwärts aus dem gestiegenen Unterwasser durch den zweiten Kiesspülkanal entnommen. Dieser Kanal ist seinerseits (Abb. 689) durch zwei je 2/2 m messende Holzschützen verschließbar. Es ist durch das auf eine Eisenbetonplatte gesetzte Wärterhaus überbaut. Die zweite Einlaufschwelle ist mit 5 je 4 m breiten und 1,5 m hohen Schützen zwischen Eisenständern verschließbar, dahinter liegt ein 20 m breiter Feinrechen von 20 mm Stababstand, mit einzeln herausnehmbaren Stäben. Die nach der Breite sehr knappe Anordnung der Kläranäle war durch die Beschränktheit des verfügbaren Raumes bedingt: die Fassung mußte unterhalb einer bestehenden Talstraße in die steile Felswand eingesprengt werden, was unter anderm eine 13 m hohe Futtermauer nebst Straßenstützmauer nötig machte. Durch angemessene Längenentwicklung des Einlasses ist das Möglichste getan, um einem zu starken Kieseinzug von Anfang an zu begegnen. Die vordere Schützenstellung gibt, ganz geöffnet, einen Lichtquerschnitt von $3 \cdot 1{,}26 \cdot 6 = 22{,}6$ qm oder, bei Vollast, $v = 0{,}53$ m/sek. Auch über der zweiten Schwelle bleibt noch etwa $v = 0{,}65$. Die Anwesenheit eines Ausgleichs- und Klärweihers am Beginn der Druckleitung machte den Entschluß hier leicht, durch Verzicht auf eine feinere Klärung Er-

Digitized by Google

sparnisse in der Anlage sich zu sichern, die bei den ungünstigen örtlichen Verhältnissen nicht klein eingeschätzt werden dürfen. Betriebserfahrungen mit diesem Einlaß können noch nicht mitgeteilt werden.

Die Wasserfassung des Werkes Ackersand an der Saaser Visp[1]. Das Werk Ackersand arbeitet unter einem Nutzgefälle von 700 m, das Einzugsgebiet der Wasserfassung, rd. 200 qkm, besteht zu etwa $^1/_3$ aus Fels und Schutthalden und zu einem anderen Drittel aus Gletscherflächen. Die Sandführung ist bei Mittel- und Hochwasser daher sehr bedeutend. Entnommen werden an der Wasserfassung bis zu 4,5 cbm/sek, was etwa dem dreimonatigen Wasser entspricht.

Zur Wasserfassung ist das Flüßchen, das sich an der Baustelle in zwei Arme spaltet, im einen Arm durch eine Grundschwelle abgesperrt, während der zweite Arm durch ein Stauwehr mit 5 beweglich verschlossenen Öffnungen eingestaut ist (Abb. 690 u. 691). Das Eigenartige an diesem Stauwehr ist, daß die Wehrschwelle als hohler, nach oben offener

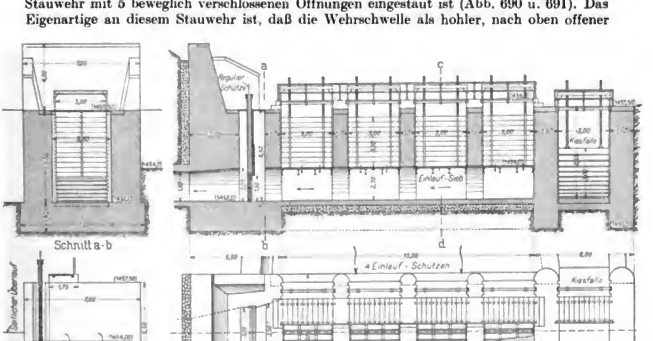


Abb. 691. Ackersand. Einzelheiten des Stau- und Einlaßwerkes. Maßstab 1 : 250.

Kasten ausgebildet ist und so gleichzeitig als Einlaufbauwerk dient. Zur Abhaltung von Feinkies und Schwemmseln ist der Einlaufkasten mit Blechtafeln abgedeckt, die siebartig mit 12 mm Lochweite durchbrochen sind. Es handelt sich also um eine Art liegender Rechenanordnung, wie sie auf S. 895 erwähnt wurde. Der Einlaufkasten geht am rechten Landflügel unmittelbar in einen Fortleitungsstollen über, in den weiter hinten noch ein Sandklärbecken eingeschaltet ist (dieses ist auf S. 1251 näher beschrieben).

Bei Wasserständen unter Normalwassermenge bleiben die Schützenaufsätze des Stauwehrs geschlossen, so daß alles zufließende Wasser durch die Sieboberfläche in den Zuleitungsstollen gelangt. Bei höheren Wasserständen werden die Schützen gezogen und dann reißt das durchschießende überflüssige Wasser den Kies und die Schwemmsel, Laub usw., die sich auf den Siebflächen ablagern wollen, selbsttätig fort. Größere Geschiebe werden durch die Kiesfalle in der linken Landöffnung des Wehrs gezogen. Dies wird noch durch die Anordnung eines Holzbelages oberhalb des Grundablasses begünstigt und durch die Anordnung eines schräg vor den Einlaufschützen in Höhe der Einlaufschwelle nach dem Grundablaß hin geführten hölzernen Leitwerkes.

[1]) Schw. Bztg. Bd. 54, Nr. 19 u. 20.

Digitized by Google

Die Wasserfassung hat sich (nach Mitteilungen der Elektrizitätswerk Lonza-Akt.-Ges.) sehr gut bewährt. Dieses Ergebnis durfte man von vornherein erwarten auf Grund von Erfahrungen mit einer älteren, nach demselben Grundsatz, nur ohne Aufsatzschützen angelegten Fassung, bei La Praz in Savoyen[1]).

Dort besteht das hohle Wehr vollständig aus Eisenblech über Profileisenrahmen. Die gleichfalls 12 mm weiten Löcher sind so über die Plattenfläche verteilt, daß sie $^1/_4$ der ganzen Fläche, 20 qm, ausmachen. Bei 5 cbm/sek Aufschlagwasser stellt sich also nur eine rechnungsmäßige Geschwindigkeit von 0,25 m/sek ein, und selbst wenn ein großer Teil der Löcher durch Blätter usw. verstopft ist, genügt noch ein ganz kleiner Überdruck, um das Wasser in der erforderlichen Menge zum Eintritt zu veranlassen. Laub und die Abfälle einer oberhalb jener Wasserfassung arbeitenden Papierfabrik verlegen dort häufig in größerer Menge auch unter dem geringen Überdruck die Siebflächen. Es genügt aber dann, die Einlaßschützen nur für einige Sekunden zu schließen, um damit die vom Überdruck entlasteten Schwemmselmassen sofort durch den natürlichen Wasserabzug wegzuspülen. Außerdem hat man beobachtet, daß kleinere Kieselsteine sich stellenweise in die Löcher fest einkeilen, so daß man sie wohl oder übel bis zur Niederwasserzeit stecken lassen muß. Nach 9jähriger Beobachtung konnte indes der Schöpfer der Anlage, Ing. Boucher, im Jahre 1902 mitteilen, daß regelmäßig nach Ablauf der Sommerhochwasser nicht mehr als 10% der Löcher in dieser Weise verstopft gefunden wurden.

Die Bleche haben sich im allgemeinen genügend widerstandsfähig gezeigt, nur einige im Stromstrich gelegene Stellen nutzen sich unter dem scharfen Geschiebegang sehr rasch ab und haben in den ersten 8 Betriebsjahren die Auswechslung von Platten an zwei Stellen verlangt.

In Ackersand sieht man sich außerdem genötigt, im Winter bei starkem Eisgang und großer Kälte die Siebe zu entfernen. Dies hat jedoch nichts zu sagen, da das Wasser dort zu jener Zeit sehr klar und das Tal oberhalb der Wasserfassung schwach besiedelt ist, also wenig fremde Schwemmsel zu erwarten, auch keine Laubwälder vorhanden sind. Das dabei in den anschließenden Stollen gelangende Eis schmilzt zum Teil auf seinem 11 km langen Wege in das Wasserschloß. Der Rest und sonstige Schwemmsel wird durch Siebe im Wasserschloß (vgl. S. 1252ff.) zurückgehalten.

Die Navizance-Fassung der Wasserkraftanlage bei Chippis[2]). Das Navizance-Werk bei Chippis verarbeitet 6 cbm/sek unter einem Nutzgefälle von etwa 550 m. Geschiebe- und Sandführung sind auch hier im Sommer außerordentlich stark.

Dementsprechend ist schon der äußere Teil der Wasserfassung sorgfältig angelegt: das feste Wehr hat zwei Grundablässe (Abb. 692), davon der dem Einlauf abgelegene weiter flußabwärts verlegt ist. Dadurch wird im Verein mit einem schräg vom oberen Anfang des Einlaufs nach dem entgegengesetzten Ufer geführten hölzernen Leitwerk eine kräftige Ablenkung des groben Geschiebestromes bewirkt. Auf die 1,9 m hohe Einlaufschwelle, die parallel zum Fluß geführt ist, setzt sich ein Grobrechen aus Gasrohren auf. Dahinter folgt ein kurzes Beruhigungsbecken zur Ausfällung des etwa noch eingedrungenen groben Kieses. Das Vorbecken senkt sich gegen eine zweite 1,4 m hohe Abweisschwelle, die in vorzüglicher Weise spülbar gemacht ist. Sie ist nämlich in ganzer Länge unterhöhlt, vorn durch kleine Schützen abgeschlossen und unter dem Boden des nachfolgenden zweiten Vorbeckens hinweg nach dem Unterwasser des Wehres hinaus entwässert. Am Ende dieses zweiten Vorbeckens sind zwei durch Feinrechen gedeckte Auslaßöffnungen. Das Betriebswasser fließt hier entweder nach links durch einen (in Abb. 692 als Winterkanal bezeichneten) Umlauf unmittelbar in den Zuleitungsstollen, oder durch eine größere Öffnung in den Einlaufstollen zu der Feinkläranlage.

Diese ist hier als Filteranlage ausgebildet. An den Hauptspeisekanal ist eine Gruppe von 10 einzeln abschließbaren Verteilkanälen angeschlossen, die unter einem schützenden Dach vereinigt sind. In diesen Kanälen fließt das Wasser schon mit so geringer Geschwindigkeit, daß ein Teil des mitgeführten Sandes abgelagert wird. Angeblich soll es dann möglich sein, diese rd. 16 m langen Kanäle durch Ziehen der am unteren Ende befindlichen Schieber nach dem Unterwasser des Stauwehrs durchzuspülen. Aus den Verteil-

[1]) Vgl. C. H. Bl. 1902, II. S. 317 ff.
[2]) Vgl. Schw. Bztg. Bd. 58, Nr. 8 ff.

Digitized by Google

kanälen fällt das Wasser zu beiden Seiten in dünner Schicht über und gelangt auf beiderseits angeordnete schrägliegende Feinfilter aus Phosphorbronzegewebe von 45 Maschen auf 1 engl. Zoll (25,4 mm im Geviert). Das Wasser fällt dabei durch die Siebe und schiebt die zurückgehaltenen Verunreinigungen, Sand, Tannenadeln usw., nach dem unteren Ende

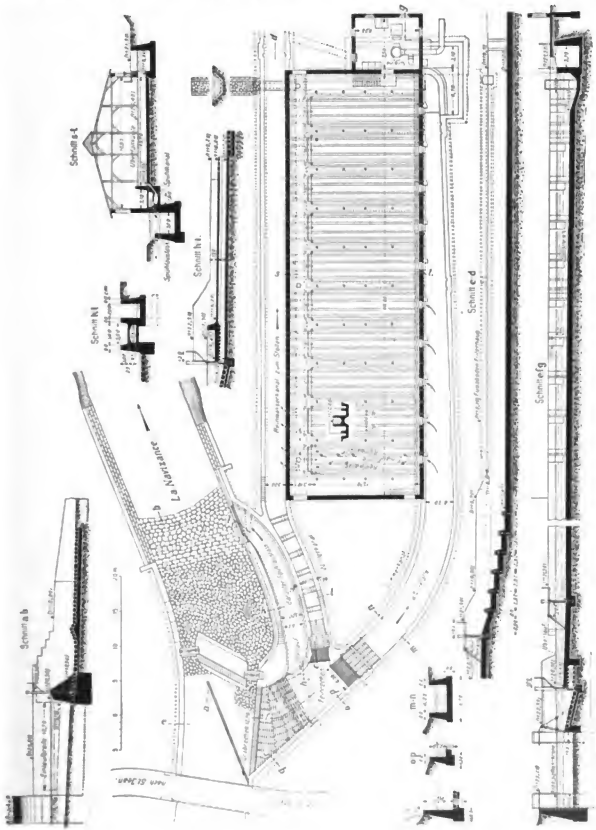


Abb. 692. Chippis. Wasserfassung. Maßstab 1 : 600.

Digitized by Google

des Siebes vor sich her in die hier vorgelegten kleinen Spülkanäle. Diese kleinen Spülrinnen sind nach einem Sammelkanal und mit diesem quer über den Betriebswasserkanal hinweg in das Unterwasser des Wehres zurückgeführt.

Die sinnreich ausgedachte Anlage soll gut arbeiten. Ihre gegenüber den einfachen Absitzbecken jedenfalls beträchtlichen Baukosten kommen bei der Wichtigkeit der Feinklärung für ein Werk von 550 m Nutzgefälle und 30 000 PS Nutzleistung nicht in Betracht.

Der Grobrechen am Staukraftwerk Chèvres[1]). Das schon 1896 in Betrieb genommene Rhônewerk der Stadt Genf bei Chèvres ist in ähnlicher Weise wie Tuilière angelegt (Abb. 693). Neben einem Stoneywehr, hier von 8,5 Niederwasserstauhöhe, ist die Turbinenanlage stark schräg abwärts gerichtet unmittelbar angelehnt. Die Anlage verarbeitet bis 300 cbm/sek und war bis 1905 nur durch einen Feinrechen am Turbinenhaus gegen Schwemmsel und Scholleneis geschützt. Grundeis tritt wegen des Einflusses des warmen Wassers aus dem Genfer See, an der 8 km abwärts gelegenen Zentrale nicht auf, obwohl die etwa 2 km abwärts des Sees einmündende Arve solches in Menge bringt. Dagegen machte sich ein anderes Mitbringsel der Arve sehr unangenehm fühlbar: feiner

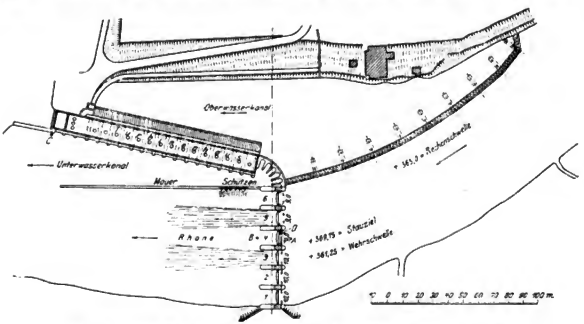


Abb. 693. Chèvres. Grundriß des Stau- und Kraftwerks. Maßstab 1 : 2750.
(Zeitschr. V. deutsch. Ing. 1906.)

scharfer Gletschersand, der in gewaltigen Mengen im Sommer in die Rhône geschwemmt wird und der die alten mit nicht entlasteten Unterwasserzapfen und als Zentripetalturbinen gebauten Maschinen des Werkes in der empfindlichsten Weise angriff.

Mit der Errichtung eines langaufwärtsgezogenen Vorrechens von 40 mm Stabweite hoffte man wohl neben der Schwimmkörperabwehr auch durch Anordnung einer hohen Schwelle (Abb. 975) dem Eintreiben des Sandes einigermaßen zu begegnen. Diese Erwartung wurde aber enttäuscht: bei einem großen Arvehochwasser stellen sich, genau wie früher, ja eher noch stärker, gewaltige Sandablagerungen in der Vorbucht, besonders unmittelbar hinter dem Vorrechen ein, die einmal solchen Umfang annahmen, daß der Betrieb der Turbinen gestört wurde. Ganze Berge des feinen, dicht eingeschwemmten Gletschersandes waren hinter dem Rechen aufgetürmt (Abb. 693 a), kleine Ablagerungen dehnten sich auch vor und nach Ausweis anderer hier nicht wiedergegebener Aufnahmen: hinter den Feinrechen am Turbinenhaus aus.

Die auffallend starke Ablagerung unmittelbar hinter dem Vorrechen muß damit erklärt werden, daß infolge der Drosselung des Einlasses und der danach auftretenden stoßweisen Verzögerung der mitgeführte Sand in größerem Umfang sofort ausgefällt wird,

[1]) Z. Teil nach Mitteilung der Direktion der Services Industriels der Stadt Genf.

Digitized by Google

erst allmählich schiebt sich dann nach einem mehrfach erwähnten Gesetz der Sandwall weiter in den freien Kanal vor. Am Feinrechen, wo schon viel weniger Sand ankommt, wiederholt sich der Vorgang in kleinerem Maßstab und ein ansehnlicher Rest von Sand mag immer noch durch die Turbinen gehen.

Die Bekämpfung der Sandeinfuhr ist natürlich unter so ungünstigen Verhältnissen — großer Sinkstoffgehalt, sehr großer Wasserverbrauch der Turbinen, Enge der Grundriß-

Abb. 693a. Chèvres. Oberwasserblick bei abgelassenem Stau.

gestaltung, sehr schwierig, und man wird sich in einem ähnlichen Fall sogar schon mit einem nur teilweisen Erfolg zufrieden geben.

Man müßte etwa hinter der Schwelle noch eine aufgelöste Spülung, vielleicht mit trichterförmigen Kassetten, ähnlich wie in Ventavon, anlegen, um ständig den ausgefällten Sand ins Unterwasser abzuführen, ja mit dieser Erweiterung würde der vorgeschobene Rechen mit seiner Drosselwirkung sogar aller Wahrscheinlichkeit nach einen recht wirksamen Sandfang abgeben.

Eisabwehr an der Niagarafassung der Ontario-Power-Company[1]. Die älteren am Niagarafall angelegten Wasserkraftwerke haben seit jeher schwer unter Eisstörungen zu leiden gehabt. Das aus dem Ontariosee stammende Scholleneis treibt oft wochenlang in großen Massen den Strom herab, wird, besonders noch bei ungünstiger Windrichtung, vor die ungenügend geschützten Kanaleinläufe geworfen und verursacht dort Stauungen, die sich schon bis zu völliger Betriebsunterbrechung gesteigert haben. Die Ontario-Power-Company, die im Jahre 1907 dort ein neues großes Werk mit einem planmäßigen Endausbau von 324 ebm/sek mit 22 Francisturbinen von je 10000 bzw. 12000 PS in Betrieb nahm, hat daher bei der Einrichtung der Wasserfassung umfangreiche Vorkehrungen gegen die Eisstörungen getroffen.

Oberhalb des eigentlichen Niagarafalls liegt der Horseshoefall (Abb. 694), eine Stromschnelle von 16,8 m Gefälle. Bei den älteren Werken ist es nicht zum wenigsten ihre Lage unterhalb dieser Fälle, die sie mit erhöhten Eisschwierigkeiten kämpfen läßt, denn in der schäumenden Stromschnelle bildet sich viel feines Nadeleis neu und das Schlleneis wird in kleine Stückchen zerschlagen, die gefährlicher sind und, weil sie größere Oberflächen bieten, in erhöhtem Maße das Wachstum des Eises begünstigen. Dadurch, daß man die Wasserfassung oberhalb dieser Fälle anlegte unter Anordnung mächtiger, 5,5 bzw. 6,1 m im Lichten weiter und rd. 2 km langer Druckrohre (S. 1221), erhielt man den Vorteil, das Wasser in dem glatt, obwohl auch schon sehr schnell dahinfließenden Oberwasser dieser Stromschnellen entnehmen zu können, und gewann gleichzeitig noch fast 16,8 m Gefälle,

[1]) Civ. Eng. II, 1910 u. Z. f. T. 1910, Nr. 17, Z. Ver. deutsch. Ing. 1905, Eng. Rec. 12. VIII. 1905.

Digitized by Google

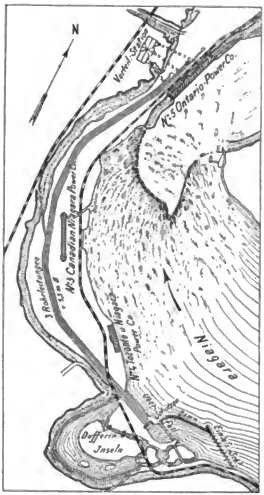
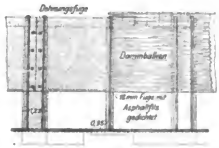
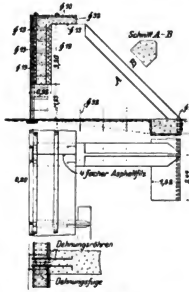


Abb. 694. Ontariowerk. Übersichtsplan. Maßstab 1 : 18500.



Maßstab 1 : 205. Maßstab 1 : 440.



Maßstab 1 : 220.
Abb. 695a. Erste Tauchwand.

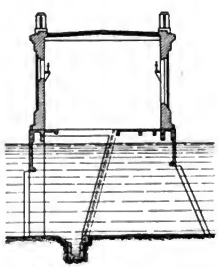


Abb. 695b. Rechenhaus. M. 1 : 275.
Abb. 695. Ontariowerk. Einlaßbauwerk. (Eng. Rec. 1905.)

Die hier geschaffenen Anlagen (Abb. 694) sind sehr eigenartig. Ein großes tiefes Beruhigungsbecken von 3,24 ha Oberfläche wird gebildet durch eine 235 m lange, schräg von der Dufferin-Insel flußaufwärts vorgestreckte Betonschwelle (in der Abbildung als Damm bezeichnet) und eine vom flußseitigen Flügel derselben wieder schräg zur Richtung der Stromlinien flußaufwärtsgeführte 183 m lange Tauchwand (Abb. 695a). Das Becken zieht sich nach einem 98 m langen Rechenhaus zusammen. Ein im äußeren Bogen davor angelegter Überfall soll das selbsttätige Abwerfen des Eises ermöglichen. Hinter dem Rechenhaus liegt ein zweites Becken von nur noch 8100 qm Grundfläche, abgeschlossen nach der Landseite durch das Schieberhaus der Druckleitungen. (Es handelt sich daher um eine Wasserfassung ohne Wehr, eine Anordnung, die indes bei der verhältnismäßigen Geringfügigkeit des Wasserentzugs von 324 cbm/sek bei einer zu 7500 cbm/sek geschätzten Mittelwassermenge ohne weiteres die gegebene war.)

Die erste Eisschutzwand aus Eisenbeton, zum Schutz gegen Beschädigungen mit Stein verkleidet, steht in 4,5 m tiefem Wasser und taucht 2,74 m tief ein, sie wird getragen von 23 Böcken (alles aus Eisenbeton, der bei der ganzen Anlage in hervorragendem Umfang

Digitized by Google

benutzt worden ist). Die 25 etwa 6,1 m weiten, 1,83 m hohen Öffnungen dieses Bauwerks, durch die das Wasser mit 1,52 m/sek Geschwindigkeit eintritt, können mit Dammbalken zugesetzt werden, um den Zufluß zu regeln. Die schräge Stellung der Streifwand zum Stromstrich befördert das Abziehen des Eises.

Die Wassertiefe wächst vom Einlauf bis zum Rechenhaus von 4,5 auf 6,1 m an. Das Rechenhaus selbst, gestützt auf wieder 23 Pfeiler, trägt außer dem steil gestellten Rechen nochmals zwei Tauchwände, die durch überreichliche Zuführung von Wasser ständig kräftig nach einem Überfall mit Eisrutsche hin abgespült werden.

Ein elektrisch betriebener Laufkran bestreicht das ganze Haus und gestattet ein schnelles Ausheben der einzelnen Rechentafeln zum Reinigen oder Auswechseln.

Im zweiten Becken nimmt die Wassertiefe weiter, auf 9,15 m zu, bis zu dem 36 m langen Schieberhaus. Dieses ist in sechs Einlässe, je zwei für jeden Druckstrang, abgeteilt. Jeder Einlaß ist durch 5,5 m breite Stoneyschützen abgeschlossen, die durch 5-PS-Elektromotoren bewegt werden. Vor diesen Schützen liegen noch weitmaschige Rechen und vor diesen zieht eine vierte Tauchwand her.

Rechen und Schieberhaus sind mit Dampfheizung aus einem unterirdisch angelegten Kesselhaus eingerichtet.

Diese umfangreichen Vorkehrungen haben denn auch, nach den Erfahrungen dreier Winter, das Werk vollkommen vor Eisbildung und Eisstörung geschützt, ein Erfolg, dessen sich keines der anderen unter den allerdings außerordentlich schwierigen Verhältnissen des Niagara arbeitenden Werke rühmen darf.

Nebenanlagen von Stauwehren.

Die Schaffung eines Stauwerks in einem Flusse vermag, als ein immer gewaltsamer Eingriff in die natürlichen Verhältnisse, die verschiedenen bisher an dem Gewässer bestandenen Nutzungen unter Umständen erheblich zu beeinträchtigen. Wenn von der Wasserbenutzung durch Entnahme (Bewässerungsanlagen, Wasserversorgungen usw.) abgesehen wird, kommen hier vor allem Schiffahrt, Flößerei und Fischfang in Betracht. Während für die Schiffahrt lediglich die neugeschaffene Stufe als solche ein Hindernis bildet, kommt für die Flößerei hinzu, daß sie, die im natürlichen Flusse unter Ausnutzung des Gefälles mit geringstmöglichen Förderkosten betrieben werden konnte, nach Herstellung einer Staustufe gezwungen ist, in dem ruhigen Wasser der Stauhaltung zum künstlichen Schleppzug überzugehen[1]). Auf der anderen Seite wird aber durch die vergrößerte Wassertiefe, wo im Laufe der Zeit eine ganze Reihe von Stauwerken hintereinander entsteht, auch eine größere Tiefladung der Flöße und so eine bessere Ausnutzung der Arbeitskräfte des künstlichen Schleppzuges ermöglicht, wodurch die erwähnten Nachteile mehr oder minder ausgeglichen werden können.

Die Fischerei wird hauptsächlich dort beeinträchtigt, wo sie in erster Linie auf das Auftreten der Wanderfische gegründet ist. Die Lachse sind zwar bekanntlich ausgezeichnete Springer und vermögen ein 2 m hohes, nicht allzu flaches und daher zu breites Wehr ohne weiteres zu überwinden. Dagegen sind die im heutigen Wasserkraftausbau allgemein üblichen höheren (namentlich auch: beweglichen) Stauwerke ein unbedingtes Hindernis, dessen Überwindung den Fischen durch Anordnung besonderer Pässe, Treppen usw. ermöglicht werden muß. Außer den Wanderfischen kommen auch noch die sogenannten Standfische in Betracht, die zeitweise zum Aufsuchen günstiger Laichplätze kleinere Wanderfahrten zu unternehmen pflegen.

Die Bauwerke, die zur ungeschmälerten Aufrechterhaltung der erwähnten Nutzungszwecke aufgeführt werden müssen — Schiffsschleusen, Floßgassen, Fischpässe — belasten nun leider die Betriebsrechnung eines Kraftwerkunternehmens nicht nur unmittelbar durch die Anlagekosten und den etwa noch auferlegten Aufwand für Unterhaltung und Betrieb, sondern auch, was oftmals noch viel härter und störender empfunden wird, durch einen ständigen, wenn auch vielleicht zeitweise aussetzenden, Wasserverbrauch. Bei den Schiffsschleusen und Floßgassen kommt dazu — namentlich wenn sie mit dem Kraft-

[1]) Vgl. hierüber den Aufsatz von Zimmler, Österreichische Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 27. VIII. 1910.

Digitized by Google

werk zusammen nicht unmittelbar am Stauwerk, sondern am Ende eines längeren Umleitungskanals angelegt sind; noch ein Gefällsverlust, bedingt durch die stoßweise Entnahme übermäßig großer Wassermengen. Dieser Gefällsverlust, wenn er auch nur wenige Zentimeter beträgt, kann bei Niederdruckwerken doch schon recht störend empfunden werden.

Das Bestreben des Ingenieurs, vom Standpunkte der Wasserkraftausnutzung aus, muß daher — zur Erzielung höchster Wirtschaftlichkeit — darauf gerichtet sein, die verschiedenen Nebenanlagen bei voller Wahrung der von den fremden Beteiligten berechtigterweise zu verlangenden Mindestleistungsfähigkeit gleichzeitig möglichst billig und möglichst sparsam hinsichtlich Wasserverbrauch und Gefällsverlust auszugestalten. Unter diesem Gesichtspunkt sollen daher auch allein diese Nebenanlagen noch etwas näher ins Auge gefaßt werden.

Schiffsschleusen.

Die verschiedenen Möglichkeiten der baulichen Ausgestaltung einer Schiffahrtsstufe — Kammerschleusen, Hebewerke, schiefe Ebenen — haben im Wasserkraftausbau in einfachen Kammerschleusen die meiste praktische Bedeutung, da ihre Vorbedingungen: kleine und mittlere Gefälle bis zu 12 bis 15 m in den gleichzeitig zur Schiffahrt und Kraftnutzung tauglichen Flüssen sozusagen die Regel bilden werden[1]). Kammerschleusen sind ausgezeichnet durch hohe Einfachheit des Betriebes, Geringfügigkeit der Unterhaltungskosten, dafür haben sie großen Wasserverbrauch — derselbe ist für eine Berg- und Talschleusung bei gleicher Ladung in beiden Richtungen gleich dem Schleusenkammerluftraum zwischen Ober- und Unterwasserspiegel — und es empfehlen sich daher gerade neben Wasserkraftanlagen in vielen Fällen schon von Gefällen von über etwa 5 m an besondere Einrichtungen zur Wasserersparnis. Das sind in erster Linie einfache Sparbecken, wie sie beispielsweise beim Werk Schwabenheim (S. 510) vorgesehen sind und deren wirtschaftlicher Nutzen in einfacher Weise festzustellen ist (er ist um so größer, je höher die Ausnutzung der Schiffahrtsstraße und gleichzeitig des Kraftwerks, vgl. auch S. 511), unter Umständen wäre in geeigneten Fällen wohl auch daran zu denken, die überschüssige Nachtkraft eines Wasserkraftelektrizitätswerks in einem größeren Oberwasserbecken, sei es unmittelbar durch Einlassen von Wasser, sei es durch künstliche Hebung mit elektrisch angetriebenen Pumpen auszunutzen, um dadurch einen Teil des Tagesbedarfs an Schleusungswasser zu decken.

Im Interesse des Schiffahrtsbetriebes liegt es an sich, die Ein- und Ausfahrtzeit und die Füllungsdauer der Schleuse möglichst abzukürzen. Das erstere Ziel kann, immer genügende Ausnutzung des Schiffahrtsweges vorausgesetzt, durch Einrichtung elektrischer Antriebe der Tore und Umlaufschützen, elektrischer Spille usw. ohne allzu große Beeinträchtigung des Kraftbetriebes erreicht werden. Dagegen sollte man bezüglich der Füllungsdauer nicht zu übertriebene Forderungen stellen, weil bei größeren Schleusenabmessungen durch eine zu rasche Wasserentnahme, wenigstens im Zuge längerer Seitenkanäle, empfindliche Absenkungen erzeugt werden können. Sehr lehrreiche Ergebnisse hat in dieser Beziehung ein am Seitenkanal der Moldau bei Wranan angestellter Versuch geliefert, vgl. Abb. 696. Es sind hier nebeneinander zwei Schleusen angelegt, eine kleinere von 73 m Länge und 11 m Nutzbreite mit 914 qm Grundfläche und eine größere, Schleppzugschleuse, von 137.5 m Länge, 20 m Breite und 2915 qm Grundfläche. Bei 8.8 m Normalgefälle verlangt die kleine Schleuse 8070, die große 26 290 cbm zur einmaligen Füllung, und diese vollzieht sich für die kleine Schleuse in $5^1/_2$, für die große in 15 Minuten. Obwohl diese Zeiten gewiß nicht zu knapp angenommen sind, ergibt sich doch bei gleichzeitiger Füllung beider Schleusen nach Ausweis der Abb. 696 eine größte Senkung von 23 cm, die beispielsweise für ein Kraftwerk von nur 100 cbm in der Sekunde Normalwassermenge schon

[1]) Die zurzeit höchste Kammerschleuse, eine sogenannte Schachtschleuse mit teilweise übermauertem Unterhaupt, liegt bei St. Denis a. d. Seine und hat 10,5 m Gefälle. Annähernd ebensoviel haben bei äußerstem Niederwasser die großen Schleusen am Ende des Seitenkanals bei Wranan an der Mündung der Moldau in die Elbe; vgl. Z. österr.-Arch.- u. Ing.-Ver. 1906, Nr. 13; eine Schachtschleuse von etwa 16 m Gefälle, an der Seite des bekannten, in Eisenkonstruktion ausgeführten, aber wegen seiner hohen Unterhaltungskosten für wenig vorteilhaft erfundenen Schiffshebewerkes bei Henrichenburg, ist im Jahre 1909 in Angriff genommen worden.

Digitized by Google

eine Krafteinbuße von 230 PS, ungerechnet den gleichzeitigen Wasserentzug, bedeuten würde. Durch Anordnung von Sparbecken und durch etwas reichlichere Bemessung der Füllungszeiten, die ja ohnedies immer nur einen Bruchteil der Gesamtschleusungsdauer ausmachen, hätte man in solchem Falle für eine angemessene Verminderung der Krafteinbuße zu sorgen.

An Flüssen, wo nur unbedeutende Kahnschiffahrt getrieben wird, kann man mit Vorteil die kostspieligeren und viel Wasser verbrauchenden Kammerschleusen durch Hebewerke oder Schiffsbahnen einfachster Art ersetzen. Beispiele dafür bieten z. B. das Werk Rheinfelden, wo die nach Genehmigungsbedingung eingebaute kleine Kammerschleuse in der Regel unbenutzt gelassen wird und die leichten Fischerkähne mit einem kleinen Handkran aus dem Oberkanal über die Trennungsmauer hinweg in das Unterwasser oder umgekehrt umgesetzt werden. Ein anderes Beispiel bietet das Werk Aue bei Baden, wo die gleichfalls nur kleinen Kähne auf einer einfachen, mit Holzwalzen besetzten schiefen Ebene mittelst einer leichten, auf portalartigem Eisengerüst versetzten Handwinde auf- und abgelassen werden (vgl. Abb. 697).

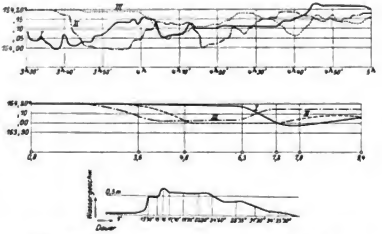


Abb. 696. Wasserspiegel-Schwankungen im Seitenkanal der Moldau infolge Schleusenfüllung.

Konstruktives. Neben der Ausführung in Bruchsteinmauerwerk oder Stampfbeton wird man gut tun, für die Kammerschleusen auch immer solche in Eisenbeton (L-förmige Winkelstützmauern) in Betracht zu ziehen. Dabei wird zwar kaum an Aushubmassen, dafür aber erheblich an Bauwerkausmaß und vor allem an Zeit gespart werden können. Anordnung teilweise geböschter Kammerwände (für Schleusen im Umgehungskanal) kann sich empfehlen, soweit dadurch nicht der Schleusenluftraum und damit der Nutzwasserverbrauch in unberechtigter Weise gesteigert wird. Solche halbgeböschten Schleusen sind schon mehrfach mit Vorteil in ihrem unteren Teil mit Spundwänden aus Eisen oder Eisenbeton hergestellt worden, so z. B. die große Schleuse am neuen Weserwehr oberhalb Bremen (vgl. S. 838 und Deutsche Bauzeitung 1910, S. 378).

Abb. 697. Aue bei Baden. Oberwasseransicht des Krafthauses.

Als Verschlüsse kommen für die Oberhäupter mit besonderem Vorteil nach unten umlegbare Klapptore in Betracht, die unter anderem dort besonders nützlich sein können, wo man die Schiffahrtsschleuse neben einem Kraftwerk zur Regulierung des Wasserdurchflusses, zur Eisabführung usw. mit ausnutzen will (vgl. auch Gersthofen, S. 459). Im Unterhaupt kommen neben den Stemmtoren für höhere Gefälle, wo man einen festen „Türsturz" anlegen kann (Schachtschleuse) besonders einfache Schlagtore in Frage, wie sie beispielsweise die große Schleuse des Seitenkanals der Moldau bei Wranan besitzt.

Digitized by Google

Auf die günstigen Aussichten für Gewichtaverringerung, die das Landsbergsche System der statisch bestimmt gegliederten Torgefache bietet (vgl. auch S. 814), sei auch hier nachdrücklich hingewiesen[1]). (Ein vom Verfasser d. B. für „Schwabenheim" bei annähernd gleichen Abmessungen wie an der Moldauschleuse entworfenes statisch bestimmt gegliedertes eisernes Schlagtor bekam nur etwa 60 % des Eisengewichts von jenem.) Ob man zur Füllung der Schleusen durchgehende Umläufe mit Stichkanälen verwendet (diese am besten auf gegenüberliegenden Seiten der Länge nach gegeneinander versetzt, wie bei den Schleusen der neuen Moldaukanalisierung, Z. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1906, Nr. 13) oder nur abgekürzte Torumläufe (z. B. Gersthofen, vgl. Abb. 262/270) hängt in erster Linie von der Größe der Schleusen und den Anforderungen des Schiffahrtsbetriebes ab. Zum Abschluß werden neuerdings in der Regel wagerechte und senkrechte Rollschützen, in den Untertoren wohl auch: Segmentschützen, verwendet; neben dem elektrischen Antrieb, der im allgemeinen neben einer ohnedies ständig im Betrieb befindlichen Wasserkraftanlage gewisse Vorteile besitzt, sind mehrfach auch unmittelbar hydraulische Bewegungsvorrichtungen mit Nutzen verwendet worden. (Heber-System Hotopp und hydraulische Druckkolben System Nyholm, vgl. Deutsche Bauzeitung 1910, S. 378 und Centralbl. d. Bv. 1911, Nr. 84.)

Bezüglich der allgemeinen Anordnung der Schiffsschleuse im Lageplan einer Stauanlage wäre wohl zu sagen, daß es im allgemeinen vorteilhaft ist, die Schleuse möglichst weit ab vom Turbinen- bzw. Kanaleinlauf anzuordnen: dadurch wird einem Vertreiben der Schiffe vor der Einfahrt in das Oberhaupt am besten vorgebeugt. Wo derartige Anordnungen aus anderen Gründen weniger vorteilhaft erscheinen sollten, muß man sich durch Leitwerke helfen. Im Zuge von Werkkanälen, die gleichzeitig zur Schiffahrt dienen müssen, wird man darauf zu achten haben, den Schiffen eine möglichst gestreckte Fahrtrichtung vorzuschreiben, so daß dadurch das Turbinenhaus entweder in eine seitliche Bucht oder in einen abzweigenden Werkkanal, der dann auch wieder durch Leitwerke geschlossen werden kann (Blankenstein S. 293, Abb. 142/45), verlegt wird (Gersthofen Abb. 258, Schwabenheim Abb. 315).

Ein praktisch wichtiger verwaltungstechnischer Gesichtspunkt darf zum Schluß nicht übersehen werden: vielfach wird den Kraftwerksunternehmungen die Ausführung von Schleusenbauten durch Genehmigungsbescheid auferlegt, selbst wo eine baldige Ausnutzung dieser Anlagen keineswegs zu erwarten ist. Ein besonders auffallendes Beispiel dieser Art bieten die Lechwerke bei Augsburg (S. 466), wo umfangreiche Schleusen im Werte von mehreren hunderttausend Mark angelegt werden mußten, obwohl dieselben vorläufig lediglich als Floßgassen benutzt werden können. Gewiß kann es in vielen Fällen vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus erwünscht und gerechtfertigt sein, an die Übertragung der Ausnutzungsbefugnis an einer wertvollen Wasserkraft die Verpflichtung zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse, selbst über das Maß des im Naturzustande des Flusses vorhanden Gewesenen hinaus, zu knüpfen. Daneben darf man es aber doch wohl als eine zu weitgehende Forderung bezeichnen, wenn verlangt wird, daß die Aufwendungen für diese oft sehr kostspieligen Bauten schon zu einem Zeitpunkt gemacht werden, wo man mit Sicherheit sagen kann, daß sich das Bedürfnis erst in Jahrzehnten tatsächlich herausstellen wird: Durch die Aufnahme einer Verpflichtung des Kraftwerksunternehmers, die betreffenden Bauten bei der ersten Anlage seines Werkes entsprechend zu berücksichtigen bzw. vorzubereiten und auf späteren Anruf unter Verzicht auf alle Entschädigungsansprüche für Betriebsstörungen usw. zu erstellen, würde allen berechtigten Ansprüchen der Allgemeinheit in der Regel vollkommen genügt werden, und der Unternehmer hätte den Vorteil einer Entlastung im Aufwand bei der ersten Anlage und erheblicher Ersparnisse an Bauzinsen.

Floßgassen.

Wie die Kammerschleusen für die Schiffahrt, so sind die offenen Floßgassen heute noch das vorwiegende Mittel für die Flößerei zur Überwindung der Stauwerke.

Die Abmessungen, die man diesen Bauwerken zu geben hat, hängen natürlich ganz von den Betriebsgewohnheiten der auf dem Fluß von alters her bestehenden Flößerei und mit diesen wieder von den Gefälls- und Breitenverhältnissen des Flusses selbst ab. Die

[1]) Vgl. Handb. d. Ing.-Wissensch.: Landsberg, Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen.

Digitized by Google

sogenannte Wild- oder Scheitholzflößerei wird heute wohl nur noch in den obersten Flußgebieten, in kleinen wilden Gebirgsbächen, an starken Stromschnellen usw. betrieben. Ein interessantes Beispiel für die Art der Behandlung derartigen Flößgutes bietet das Elektrizitätswerk Hohenfurt an der oberen Moldau, das mit seinem Hangkanal eine gewaltige Stromschnelle, die sogenannte Teufelsmauer, mit im ganzen 97 m Gefälle umgeht. Hier werden die im Oberlauf eingeworfenen Scheithölzer einfach mittelst eines am Wehr angelegten Streichrechens (Abb. 698) in den Oberkanal hereingenommen und am Wasserschloß (Abb. 996) in eine Scheiterrinne weitergegeben, wo sie dann in jähem Falle entlang der Druckleitung um 97 m herabschießen.

In ähnlich einfacher Weise wird man z. B. auch am Werk beim Steyrdurchbruch (Abb. 820) mit dem Scheitholz fertig: die Floßgasse, etwa 5 m weit, liegt dort einfach auf der Luftfläche der 12 m hohen Staumauer auf und das Holz schießt mit dem Wasser in einen natürlichen Kolk hinab. Beachtenswert ist dabei nur die Wahrnehmung, daß es sich als verfehlt erwiesen hat, dieses Hinabschießen in den Kolk ganz ohne jede Führung geschehen zu lassen. Die unter sehr steilem Einfallwinkel unten anlangenden Hölzer

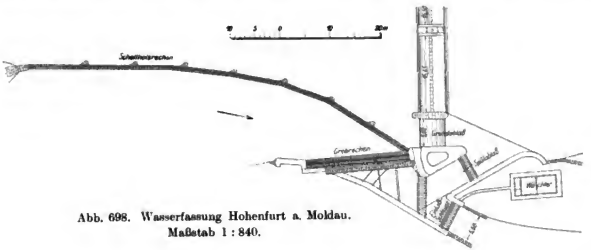


Abb. 698. Wasserfassung Hohenfurt a. Moldau.
Maßstab 1 : 840.

wurden durch die Wucht des nachstürzenden Wassers so in- und durcheinander geschlagen, daß sie sich förmlich ineinander verfilzten, teils nicht mehr von selbst vom Grunde los wurden, teils bedeutende Beschädigungen und Wertverminderungen erlitten. Man hat diesem Übelstand dann dadurch abgeholfen, daß man an den Fuß des Abschußgerinnes eine ganz allmählich in die Wagrechte überleitende Eisenbetonplatte, gestützt von Eisenbetonpfählen, anschloß.

Eine besonders interessante Lösung einer derartigen Scheiterrinne für eine hohe Staustufe ist am Aziscohoswerk (Nordamerika, Maine) ausgeführt (Abb. 699). Erschwerend war hier die Tatsache, daß der Stauspiegel oberhalb des, übrigens in aufgelöster Bauweise angelegten, Betondammes betriebsmäßig um rd. 7,6 m innerhalb der Flößereimonate schwankt. Daher die eigenartige Anordnung einer rd. 28 m langen eisernen Fachwerkbrücke zur Unterstützung des im Querschnitt V-förmig gebildeten 2,4 m breiten und ebenso tiefen Scheitholzgerinnes. Dadurch, daß man an die Abschußrinne eine ähnlich gebildete Fortleitungsrinne auf die ganze Länge der anschließenden Stromschnellenstrecke anschloß, gewann man die Möglichkeit, den Scheitholzbetrieb mit einem erheblich geringeren Wasserverbrauch als seither durchzuführen: Während bis dahin an einem früher bestandenen primitiven Holzdamm ein Wasserverbrauch für Flößereizwecke von rd. 78 Mill. cbm/Jr festgestellt worden war, darf man erwarten, künftig mit 7 Mill. cbm für denselben Zweck auszukommen. Näheres mit Einzelabbildungen über die interessante Anlage in Eng. News 9. März 1911.

Derartig einfache Bauanlagen und primitive Behandlungsarten sind im allgemeinen auf den mittleren und größeren Flüssen, wo das Holz in Tafeln oder ganzen Flößen zusammen gebunden befördert wird, natürlich ausgeschlossen. Man ist hier genötigt, die Abmessungen der Floßschleuse nach Breite und Einlauftiefe nach den einmal üblichen Binde-

Digitized by Google

weisen der Flöße einzurichten und auch das Gefälle der Gasse bzw., da die Stauhöhe das Gegebene ist: deren Länge, so einzurichten, daß ein sicheres Befahren, häufig auch mit bemanntem Floß, möglich ist. In dieser letzteren Beziehung pflegen nun allerdings die Ansichten der Floßfahrtunternehmer und derjenigen, denen es obliegt, die Floßgassen zu erbauen und zu bezahlen, stark auseinander zu gehen. Am weitesten ist man wohl bei der Durchführung der Moldaukanalisierung der Floßfahrt entgegen gekommen. Die ohnedies sehr (12 m) breiten Floßgassen der zahlreichen 3,5 bis 4,5 m hohen Staustufen sind in ungewöhnlich großen Längen und außerordentlich sorgfältig ausgebildetem Längenschnitt angelegt. Beispielsweise hat die Floßgasse in Mirowitz einschließlich eines 288 m langen Unterkanals eine Gesamtlänge von 616 m bei einem Wehrgefälle von 4,17 m. Die

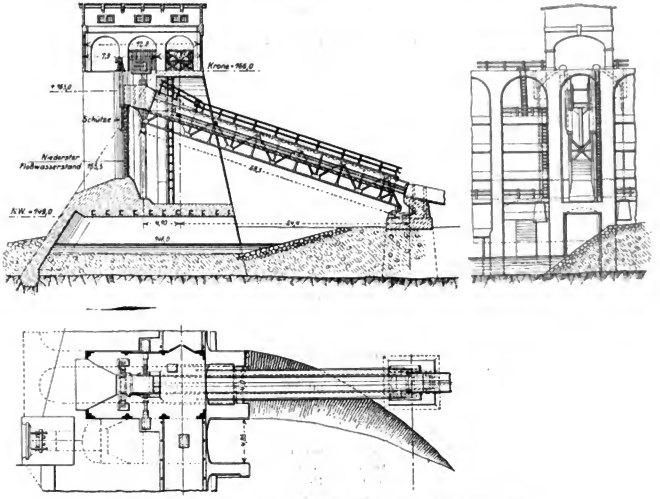


Abb. 699. Aziscohossperre. Bewegliche Floßrinne. Maßstab 1 : 450.
(Eng. News Bd. 65, Nr. 10.)

Floßgassensohle ist dabei im Längenschnitt nach einer sehr schlanken S-förmigen Linie gekrümmt und erreicht als größte Steigung im mittleren Teil eine Neigung von 1 zu 50, sie hat rund 245 000 M. gekostet.

Dabei ist nach den dort gemachten Erfahrungen und sorgfältigen Beobachtungen[1]) nicht einmal anzunehmen, daß das von den Floßfahrtinteressenten gewünschte Ziel einer weitgehenden Verkleinerung der Durchfahrgeschwindigkeit des Floßes erreicht worden ist. Die langen Floßgassen geben nämlich dem durchfahrenden Floß, weil sie es eine gewisse Zeit in voller Länge in sich aufnehmen, eine tatsächlich größere Geschwindigkeit, als es in einer kurzen, wenn auch stark geneigten Floßgasse der Fall wäre. Denn in dieser verweilt immer nur gleichzeitig ein gewisser Abschnitt der Floßlänge, während entweder

[1]) Vgl. die lehrreichen Ausführungen von Zimmler in O. W. f. d. ö. B. 27. VIII. 1910.

Digitized by Google

der Kopf oder das Hinterteil des Flosses schon wieder, bzw. immer noch in dem ruhigeren Wasser unterhalb bzw. oberhalb der Floßgasse, gebremst, liegt. Auch die Entstehung einer hohen Welle beim Zusammentreffen des abschießenden Freiwassers mit dem ruhenden Unterwasser (Wassersprung) wird bei den flachgeneigten Floßgassen nicht vermieden; freilich ist diese Welle mehr furchterregend als wirklich gefährlich, und sie läßt sich überdies in wirksamer Weise durch Anordnung der bekannten Floßfedern (vgl. Abb. 700 u. 290) bekämpfen. Anderweitige Ausführungen beweisen, daß man ohne Gefahr mit wesentlich geringeren Gassenlängen auskommen kann. So haben z. B. die großen, 8 m weiten Floßrinnen der Münchener Isarwerke (vgl. Abb. 290, 302) in der Hauptsache eine Neigung von 1:10, der Boden ist nur auf ein kurzes Stück hinter der Einlaßschütze wagrecht gelegt, was in vorteilhafter Weise einer zu schnellen Absenkung des Wasserspiegels entgegenwirkt, und weiter im unteren Teile auf etwa 15 m Länge rasch in geringere Neigung (1:20) übergeführt, um einem Einbohren des Floßes in das Unterwasser kräftig entgegenzuwirken. Der S-förmige Längenschnitt ist also auch hier angewandt und jedenfalls überall sehr zu empfehlen, nur nicht in der übertrieben weitgehenden Weise der neuen Moldau-Floßgassen.

Als einen kleinen recht vorteilhaften Kunstgriff könnte man von jenen vielleicht noch herübernehmen die stufenartige Ausbildung des Längenschnittes (vgl. Abb. 700), die zwar, wie sich dort gezeigt hat, zur Ausbildung kleiner stehender, 30 bis 40 cm hoher Wellen an jeder Stufe Anlaß gibt und an sich wider Erwarten den Wasserabfluß nicht wesentlich verzögert, trotzdem aber für den Floßdurchgang eine günstige verzögernde Wirkung ausübt, weil das Floß bei jedem Absatz etwas aufschlägt und schleift und sich dadurch wirksam abbremst. Dies setzt natürlich wieder eine kräftige Verkleidung der Stufen mit Quadern voraus und bedingt eine kleine Abnutzung der Hölzer, ferner muß der Wassereinlaß am oberen Ende so reguliert werden, daß weder zu geringe noch zu große Wassertiefe sich einstellt, weil im ersten Falle die Bremswirkung zu heftig sein, im zweiten ganz ausbleiben könnte.

Von wesentlichem Einfluß auf die Bewegungsvorgänge beim Durchlassen eines Floßes ist auch die Oberflächenbehandlung der Rinne. Die oftmals, beispielsweise auch bei den Münchener Floßschleusen (Abb. 290, 302) angewendete Holzbedielung schützt wohl den Gassenboden und die Flöße gleichzeitig am besten vor Beschädigungen, ist aber der Fäulnis unterworfen und gibt leicht große Wassergeschwindigkeiten, also unter anderem: auch zu großen Wasserverbrauch, wenn eine gewisse Mindesttiefe (40 bis 50 cm für großstämmige normal geladene Flöße) eingehalten werden soll. Oberbaurat Zimmler empfiehlt in seinem mehrfach erwähnten Aufsatz (vgl. S. 928, Anm. 1), den Boden möglichst rauh, aber ohne Vorsprünge, mit Mörtelpflaster anzulegen, um die hydraulische Leistungsfähigkeit des Querschnitts nach Möglichkeit zu vermindern.

Einen sehr beachtenswerten, systematisch in ähnlicher Richtung abzielenden Vorschlag des belgischen Ingenieurs Denil findet man in dem nachfolgenden Abschnitt über Fischpässe (S. 933) ausführlicher wiedergegeben.

Recht brauchbar ist auch ein einfacher, rauher Betonboden, der durch etwas vorstehende längslaufende Doppel-T-Eisen vor dem Ausschleifen durch die streifenden Hölzer geschützt ist, ein solcher Boden ist bei Steinbusch und Mültal ausgeführt. (Abb. 167.)

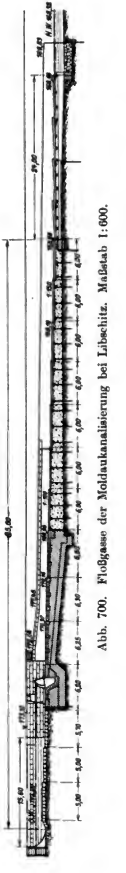


Abb. 700. Floßgasse der Moldaukanalisierung bei Libschitz. Maßstab 1:600.

Digitized by Google

Von großer Bedeutung für die richtige Wirksamkeit der Floßgassen ist die zweckmäßige Ausführung des Verschlusses. Derselbe soll in erster Linie leicht und rasch zu öffnen und zu schließen sein, damit unnötige Wasserverluste vor und nach der Durchfahrt vermieden werden. Wenn freilich die Durchfahrt in einen durch langen Kraftwerkseitenkanal umgangenen und bei Untermittelwasser trocken liegenden Flußarm erfolgen muß, wie es beispielsweise beim Werk Peggau zutrifft, so entfällt diese Rücksicht; denn dann ist man genötigt, schon längere Zeit vor der Durchfahrt des Flosses Wasser abzulassen, um den trocken gelegten Flußarm so weit aufzufüllen, daß das Floß unten genügend Fahrwassertiefe vorfindet.

Es bedarf keiner weiteren Ausführung, daß eine derartige Anordnung und Betriebsweise außerordentlich störend für den Kraftwerkbetrieb ist — beim Peggauwerk tritt z. B. nach Wahrnehmung des Verfassers eine Absenkung von 50 bis 60 cm im Wehrstau ein, bis genügend Wasser in die Unterhaltung abgelaufen ist, und man hat sich dort so geholfen, daß man mit den Flößern ein Übereinkommen dahin getroffen hat, daß sie nur zu bestimmten Tagesstunden, mittags zwischen 12 und 1 und abends vor Eintritt der Lichtbelastung durchfahren. Besser ist es natürlich, bei allen derartigen längeren Umleitungen die Flöße mit dem Kraftwasser in den Kanal hereinzunehmen, wie es bei Gerstofen (S. 443), München (S. 476), Hohenfurt (S. 927) und anderen der Fall ist. —

Weiter soll aber auch der Verschluß bequem regulierbar sein, weil es sich im voraus gar nicht so genau angeben läßt, wie sich der Wasserspiegel bei bestimmter Einlauftiefe im Verlauf der Floßgasse einstellen wird und weil man unter Umständen bei vorsichtigerweise zu groß bemessener Einlauftiefe danach dauernd den unnötig großen Wasserverlust und vielleicht auch zu große Wassergeschwindigkeiten in der Rinne hätte.

Beide Ansprüche, rasche Beweglichkeit und gute Regulierfähigkeit, werden am vollkommensten durch Senkverschlüsse erfüllt (Senkschützen im Münchener Floßländekanal, Abb. 285, S. 478), Segmentverschlüsse nach Desfontaine-Mohr (Abb. 604, S. 827).

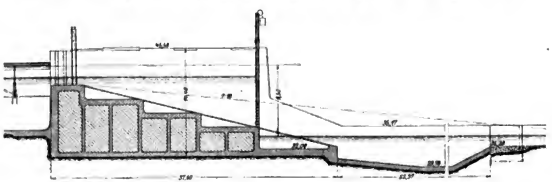


Abb. 701. Spar-Floßschleuse. Vorschlag von Heyn. Maßstab 1 : 550.

Ersatz für offene Floßgassen. Wenn man nach obigem auch durch steilere Anlegung der Floßgassen die Baukosten in der wünschenswerten Weise vermindern kann, so bleibt doch immer noch der unliebsam große Wasserverlust; er könnte vermieden werden, wenn man dazu überginge, statt offener Gassen auch für die Flöße Kammerschleusen anzuwenden. Diese würden bei größeren Staugefällen auch in der Anlage, bei zweckmäßiger Ausbildung, billiger werden als jene. Bei dem Mur-Wehr des Peggauwerkes hat man in der Hoffnung, später die Floßfahrttreibenden zur Benutzung einer Kammerschleuse geneigt finden zu können, die eine, beim Einlauf gelegene Flutöffnung gleich entsprechend verlängert und den Steinbau für ein Untertor angelegt (vgl. Abb. 869).

Einen interessanten Vorschlag für die Ausbildung einer derartigen Kammerschleuse bei hohen Gefällen (in Verbindung mit einem Staudamm) zeigt ein Entwurf des Stettiner Ingenieurs J. Heyn (Abb. 701), die Flöße sollen dabei erst in üblicher Weise vom Oberwasser her eingeschleust, sodann nach Abschluß des Obertors unter allmählichem Auslassen des Wassers auf den stark geneigten Schleusenboden abgesetzt und sodann nach Öffnung des Untertors unter Zugabe von etwas Wasser als „Schmiermittel" aus dem Oberwasser her nach unten einfach abgleiten. Zweifellos ein zur weiteren Verfolgung beachtenswerter Vorschlag.

Digitized by Google

So begreiflich es ist, daß die Floßfahrtinteressenten sich gegen Einrichtungen sträuben, durch die die Länge der Flöße beschränkt bzw. ein Auseinanderbinden der Tafeln notwendig gemacht wird, ebenso berechtigt ist doch mindestens das Verlangen der Kraftwerksunternehmer, daß ihnen nicht durch zu einseitig betonte Forderungen auf vollkommene Aufrechterhaltung des ursprünglichen Betriebszustandes die Anlage zu sehr verteuert und die Wasserausnutzung geschmälert wird.

Als ein beachtenswertes, gleichzeitig auf Wasserersparnis und auf Überwindung sehr großer Gefälle abzielendes Hilfsmittel sei auch hier noch die schiefe Ebene mit Floßeisenbahn erwähnt, für die Oberbaurat Zimmler in Ö. W. f. d. ö. B. 27. VIII. 1910 einen Ausführungsvorschlag entwickelt hat.

Fischpässe.

Alle Fischpässe, so verschiedenartig auch die vorgeschlagenen und versuchten Formen seien, sind daraufhin angelegt, durch einen Strom fließenden Wassers einen Zusammenhang zwischen Ober- und Unterwasser des Stauwerks herzustellen, dabei aber zu erzwingen, daß die Strömungsgeschwindigkeit in dem Gerinne, unabhängig von der Stauhöhe, auf ein gewisses Maß beschränkt bleibe. Gleichzeitig wollen sie durch die Gewalt und Richtung der Ausströmung des Wassers den nach einer Aufstieggelegenheit suchenden Fisch anlocken. Die Bedingungen, die zur Erfüllung dieser Forderungen an einen brauchbaren Fischpaß gestellt werden müssen, hat Oberingenieur Denil in einer sehr lesenswerten, gründlichen und wichtige neue Anregungen enthaltenden Studie[1]) eingehend dargelegt; folgendes sind etwa die Kernpunkte:

Der wichtigste Wanderfisch, der Lachs, kann sich, außer durch ruhiges Schwimmen, auch durch den Sprung fortbewegen. Bei letzterem erreicht er in jähem Vorwärtsschießen unter Wasser eine Vorwärtsbewegung von mehreren Metern noch gegen einen Strom von 5 m/sek mittlerer Geschwindigkeit. Im ununterbrochenen Schwimmen dagegen vermag er nach den bei dem Fischpaß des Wehrs d'Angleur an der Maas gemachten Beobachtungen noch auf allermindestens 14 m Länge eine lebhafte Wasserströmung von 3,15 m in der Sekunde mittlerer Geschwindigkeit zu durchdringen und unter gleichen Verhältnissen wird man 2,6 m/sek mittlerer Geschwindigkeit noch als zulässige Grenze auch für alle kleineren Fischsorten angeben dürfen.

Dabei ist aber unerläßliche Bedingung, daß die Wasserströmung den Fisch nicht von der Seite trifft, wo er eine ungleich größere Angriffsfläche bietet. Wenn also in dem Fischpaß verschieden gerichtete Strömungen auftreten sollen, so müssen sie doch alle nach Lage und Größe eine einheitliche, möglichst gerade Symmetrielinie haben, auf der sich der Fisch bewegen kann.

Entgegen manchen früheren Annahmen, darf man nach Denil eine Wassertiefe von 0,25 m als ausreichend für den Lachs ansehen, so lange es sich um strömendes Wasser handelt, dagegen sollte in dem ruhigen Wasser von Zwischenbecken die Wassertiefe nicht weniger als 1 m betragen.

In der Breite bezeichnet das Maß von 0,35 m das Mindeste, was verlangt werden muß, damit der Lachs seinen Propeller, den Schwanz, ungestört bewegen kann; dieses Mindestmaß sollte aber nur auf kurze Schlupflöcher angewendet werden, für längere zusammenhängende Gerinne sollte man mindestens auf 50 bis 60 cm hinaufgehen. Eine weitere Vergrößerung hätte indessen keinen Zweck, und es wäre, im Falle der dabei entstehende Wasserverlust zulässig schiene, besser, dann mehrere Fischtreppen über die ganze Länge des Wehrs verteilt anzulegen, um die Fische mit größerer Sicherheit zum Aufstieg zu veranlassen. Obwohl der Lachs bekanntlich ein vorzüglicher Springer ist, sollte ein guter Fischweg doch ohne Sprung, allein durch Schwimmen unter Wasser zu passieren sein, einmal weil die geringen, verfügbaren Wasserströme in der Regel nicht hinreichen, um den Fisch zum Springen zu animieren, und zweitens, weil es mit Rücksicht auf Unruhe an den benachbarten Ufern usw. erwünscht ist, den Fisch unter einer undurchsichtigen Schicht schäumenden Wassers schwimmen zu lassen, um ihn dem Eindruck der, wenn auch nur eingebildeten, Gefahren zu entziehen.

[1]) Annales des travaux publics de Belgique, April 1909, Nr. 2.

Digitized by Google

Während es so auf der einen Seite nach Denil wichtig ist, daß das Wasser durch Wirbel und Schaumbildung getrübt ist, so soll der Fischpaß doch nicht vom Tageslicht abgeschnitten sein, mindestens nicht am Eingang und Ausgang und an den etwa eingeschalteten Ruhebecken. Schließlich soll die Strömung kräftig genug sein, um zu rauschen und zu klingen und dadurch den Fisch anzulocken.

Bewährung der verschiedenen Fischpaßarten. Die Beckentreppen, am meisten verbreitet und unter anderem bei Steinbusch (Abb. 173), Mültal (Abb. 168), München (Abb. 302), Tuilière (Abb. 577), Beznau (Abb. 94), Rheinfelden (Abb. 86/87) u. a. m. verwendet, werden hauptsächlich in zweierlei Arten gebaut: lediglich mit Überfall über die Zwischenmauer — wobei die Abmessungen zweckmäßigerweise so getroffen werden, daß die Zwischenmauern als Grundwehre wirken, d. h. mit ihrer Krone noch etwas unter dem jeweiligen Unterwasserspiegel liegen, wie in München (Abb. 302) — oder mit Ausfluß durch Öffnungen im Fuße der einzelnen Zwischenwände. Diese Öffnungen werden in der Regel gegeneinander versetzt, um ein einfaches Durchschießen des Wassers durch alle Öffnungen zu verhindern bzw. die angestrebte Vernichtung des von Becken zu Becken gewonnenen Arbeitsvermögens zu sichern; es handelt sich dabei schon um eine Art Schikanentreppen.

Die üblichen Abmessungen derartiger Treppen sind in der nachfolgenden von Denil erwähnten Zusammenstellung niedergelegt.

Gegenstand	Obere Grenze	Mittleres Maß	Untere Grenze	Bemerkungen
Neigung	1 : 6,5	1 : 9	1 : 13	—
Länge der Becken zwischen den Trennungswänden	2,10	2,50	3,0	—
Breite der Becken	1,80	2,00	2,50	(1,50 Fischtreppen der Moldaukanalisierung.)
Wassertiefe	0,50	0,60	0,70	—
Spiegelunterschied zwischen den einzelnen Becken	0,38	0,30	0,25	—
(Abmessungen der Schlupflöcher bei Überfall über die Beckenwände)	0,25/0,30	0,30/0,35	0,40/0,40	—
Abmessungen der Schlupflöcher (wenn kein Überfall über die Zwischenwände stattfindet)	0,40/0,40	0,40/0,45	0,45/0,45	—

Wie man schon aus dieser Tafel sieht, handelt es sich bei den Beckentreppen um umfangreiche Bauwerke, die namentlich bei größeren Gefällshöhen leicht Abmessungen annehmen und Kostenaufwendungen verlangen, die in vielen Fällen kaum in einem richtigen Verhältnis zu dem damit erreichten Nutzen stehen können, jedenfalls von dem Stauwerksunternehmer recht unliebsam empfunden werden. Man vergleiche z. B. Abb. 165 (Wasserkraftwerk bei Mültal), wo die Fischtreppe einen auffallend großen Teil des Grundrisses der Gesamtanlage in Anspruch nimmt.

Dabei ist vor allem aber noch festzustellen, daß eine sehr große Zahl der nach dem Beckensystem ausgeführten Fischpässe die an ihre Erbauung geknüpften Hoffnungen arg enttäuscht hat (vgl. auch Weserbuch, Bd. III, S. 416ff. und S. 233ff.). Dies mag zum Teil der ungünstigen Gesamtanordnung des Grundrisses zuzuschreiben sein. Zu einem andern Teil aber beruht es jedenfalls auf dem grundsätzlichen Mangel der Beckentreppen mit versenkten und gegeneinander versetzten Schlupflöchern: daß ihre Durchströmung nicht symmetrisch zum Weg der Fische und dieser Weg selbst nicht geradlinig ist, so daß der Fisch zu ständigem Richtungswechsel gezwungen und dabei noch durch die unregelmäßigen, gleichfalls die Richtung wechselnden Wasserwirbel irre gemacht wird. Das Vorhandensein der vielen Becken mit verhältnismäßig ruhigem Wasser ist ferner nicht geeignet, den Fisch zum raschen Aufsteigen anzureizen.

Die Schikanentreppen, bei denen ein ununterbrochener Wasserstrom zwischen mäanderartig gegeneinander versetzten Prellwänden geführt und die Wasserströmung lediglich durch die Stoßwirkung und Wirbelbildung, sowie durch künstlich rauhe Gestaltung der Wände nach Möglichkeit gebremst wird, sind ihrem Wesen nach den Beckentreppen hinsichtlich der Fähigkeit, den Fisch anzulocken und zum Aufstieg anzureizen, keineswegs

Digitized by Google

überlegen; lediglich in bezug auf Längenentwickelung und Breitenanspruch, also in den Anlagekosten sind sie vielleicht etwas im Vorteil (vgl. Abb. 702, Wildbach-Fischpaß beim Kraftwerk Laufenburg am Oberrhein).

Verschiedentlich hat man versucht, den Wildbachpaß systematisch zu vervollkommnen und in seiner Wirkungsweise so zu steigern, daß man zu wesentlich steileren Neigungen der Rinne hätte übergehen können. Das vollkommenste und allem Anschein nach sehr aussichtsreiche Glied in dieser Entwicklung ist der von Denil entworfene und durch zahlreiche Modellversuche und Ausführungen im Großen nach allen Richtungen versuchte und bewährte Fischpaß mit eingebauten Arbeitsvernichtern. Das Wasser wird hierbei (Abb. 703) durch sorgfältig und zweckmäßig geformte Führungskränze innerhalb der Abschußrinne immer wieder von neuem in eine der Strömung entgegengewandte Richtung umgelenkt.

Abb. 702. Wildbach-Fischpaß am Kraftwerk Laufenburg, Unterwasseransicht der Schiffsschleuse im Bau.

In der am Wehr von Angleur in die Maas eingebauten alten Caméréschen Fischleiter, die 25% Neigung, 14 m Länge, 0,9 m Lichtbreite und 0,66 m Wassertiefe hatte und einen Höhenunterschied von 3,40 m überwand, stieg die mittlere Durchströmungsgeschwindigkeit auf die letzten 11,75 m der Rinnenlänge von 2,65 auf etwas über 5,00 m/sek. Dagegen kam sie nach Einbau der Denilschen Verzahnung mit noch 0,58 m Lichtbreite und bei 0,35 bis 0,45 m Wassertiefe nirgends über 2,6 m/sek und zeigte sich vor allem über die letzten 9 m der Rinnenlänge in überraschender Weise unveränderlich. Ähnlich verhielt es sich mit den durch die Strömung bedingten Stoßwiderständen, die von Denil gleichfalls in sorgfältiger Weise unmittelbar gemessen wurden. Durch eine Verbesserung der Verzahnung (im Grundriß aufwärts geknickte, statt gradlinige Zahnflanken, vgl. Abb. 704) vermochte Denil sogar unter sonst gleichen Verhältnissen die mittlere Geschwindigkeit auf ein Höchstmaß von 1,6 m/sek bei einem Wasserverbrauch von 500 bis 600 l/sek herabzudrücken.

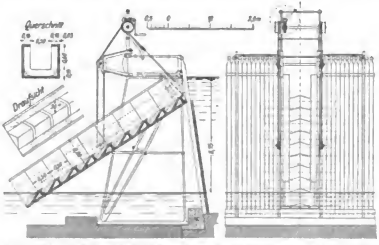


Abb. 703. Denils Fischleiter. Einfache Anordnung. M. 1 : 100.
(Abb. 703/04 aus Schweiz. Bautg. Bd. 55.)

Angestellte sorgfältige Beobachtungen des Fischaufstiegs haben die vorzügliche Brauchbarkeit der Denilschen Fischleiter unmittelbar erwiesen. Der Erfinder hat aber darüber hinaus noch durch Versuche an Modellen und einer großen beweglichen Rinne festgestellt, daß man bei Anwendung der geknickten Zahnform zu viel steileren Rinnenneigungen

Digitized by Google

übergehen kann, als man sie bisher je für möglich hielt. Dieselbe Rinne, die bei der Neigung 1:4 die Geschwindigkeit von 1,6 m/sek ergeben hatte, wurde auch noch bei Neigung 1:1,5 und 0,38 m Wassertiefe erst mit 2,04 m/sek durchströmt, eine Geschwindigkeit, die nicht nur von allen Edelfischen, sondern auch vom Weißfisch überwunden werden kann. Denil glaubt sogar auf Grund seiner Beobachtungen versichern zu können, daß bei einer Rinnenneigung von 1:1 erst eine mittlere Geschwindigkeit von 3,16 m/sek eintreten würde, die vom Lachs noch anstandslos überwunden werden könnte.

Auf alle Fälle kann es keinem Zweifel unterliegen, daß die Denilsche Fischleiter in Neigung zwischen 1:1 und 1:2 mit vollem Erfolg verwendet werden kann. Welche baulichen und finanziellen Vorteile damit erreicht werden können, liegt aber auf der Hand: man kann Steighöhen von mindestens 5 bis 6 m in einem Zuge auf geringster Grundfläche überwinden, größere mit geringem Mehraufwand durch Einschaltung von Ruhebecken, deren Zahl immer klein bleiben wird. Wo es die örtlichen Verhältnisse erlauben, die Fischgasse auf den Abfallrücken des Wehrs zu verlegen, werden die an sich geringen Baukosten sich noch weiter vermindern lassen. (Denil veranschlagt die Kosten einer auf den Wehrrücken verlegten Zahnleiter auf 300 bis 350 M. für den Meter Höhe, bei Neigung 1:1,5.)

Abb. 704. Denils Fischleiter. Massive Ausführung mit gebrochenen Zahnflanken. Maßstab 1:100.

Der Wasserverbrauch (500 bis 900 l/sek) ist zwar etwas größer als bei den meisten älteren Beckentreppen; aber erheblich kleiner als beim Wildbachsystem, wobei noch zu berücksichtigen, daß für eine wirksame Anlockung der Fische die Durchflußmengen mancher Beckentreppen ohnedies zu klein sind. Der Fischpaß System Denil darf daher als ein technisch und wirtschaftlich gleich wertvolles Hilfsmittel zur Verwendung bei Neubauten und Abänderungen wärmstens empfohlen werden[1]).

Als ein ganz eigenartiger Vorschlag zur Lösung der Fischpaßfrage sei schließlich noch die Reckensche Fischschleuse erwähnt. Diese ist eine richtige Kammerschleuse mit einem ober- und unterwasserseitigen, durch kleine Schützen verschlossenen Schlupfloch. Durch einfache Schwimmeranordnungen mit Tantalusgefäßen wird erreicht, daß sich die beiden Verschlüsse in kurzen Zeitabständen ständig selbsttätig öffnen und schließen, so daß die zuerst leere und unten verschlossene Kammer von obenher angefüllt, sodann gegen das Oberwasser abgeschlossen und gleichzeitig rasch nach unten entleert wird, worauf das Spiel von neuem beginnt. Dadurch, daß man die Periode der Bewegung beliebig lang einstellen kann, ist man in die Lage versetzt, die jeweilige sekundliche Zuströmungsmenge ohne Wasserverschwendung größer zu wählen und dadurch den Fischpaß besser bemerkbar zu machen, als es bei einem ununterbrochen arbeitenden der Fall wäre. Ob dieser Vorteil ausreicht, um überall den Nachteil des zeitweiligen Aussetzens zu überwiegen, kann noch nicht mit Sicherheit gesagt werden, da es bisher nur zu einer Ausführung im Großen gekommen ist: beim Weserwehr zu Hameln. Dort sollen die Lachse die Schleuse — neben der sich noch ein älterer, gleichfalls bewährter Beckenpaß befindet, nach Angabe der Strombaubehörde ziemlich gut angenommen haben. Für größere Stauhöhen eignet sich die Schleuse auf keinen Fall wegen der auftretenden, zu heftigen Ausströmungsgeschwindigkeiten. (Vergl. auch einen neueren Vorschlag zur Ausbildung der Fischschleuse in Röhrschachtform, W. Kohle, 1911, S. 252.)

[1]) Es sei hier eingeschaltet, daß das Denilsche System, wie der Erfinder hervorhebt, auch mit Vorteil für Schaffung kurzer Floßgassen, Abschußrinne an Entlastungsanlagen usw. verwendet werden könnte. Bei Floßgassen wäre nur etwa durch Anordnung einzelner längslaufender Streichschienen dafür zu sorgen, daß das Floßholz sich nicht an den Zähnen verfangen kann.

Digitized by Google

Aalpässe. Neben den großen Fischpässen werden häufig noch sogenannte Aalpässe angelegt, die der aus dem Meer zu Berg wandernden jungen Aalbrut den Aufstieg gestatten sollen. Hierfür haben sich schmale, mit Querleisten und Kiesfüllung ausgestattete Sickerrinnen gut bewährt. Schwieriger ist es, die erwachsenen, zum Laichgeschäft wieder nach dem Meere ziehenden Tiere ungefährdet an den Turbinenanlagen vorbeizubringen. Da die Feinrechen bei Niederdruckwerken nicht wohl enger als mit 25 bis 35 mm Stabweite angelegt werden können, ist es den Tieren meist möglich, ihrem Instinkt folgend, mit der Strömung durchzuschlüpfen; sie geraten dann in die Turbinen und sie bringen dieselben häufig, da sie darin in Massen zerquetscht werden, zum Stillstand. Einfache, nach Art der Spülkanäle angelegte Schlupfröhren vor dem Rechen verbrauchen viel Wasser und scheinen nicht sehr wirksam zu sein, wenigstens ist dem Verfasser d. B. bekannt, daß in den großen Wesermühlen in Hameln, die derartige Schlupfe haben, hin und wieder die Turbinen voll toter Aale gefunden werden. Bessere Wirksamkeit wird dem vom Oberfischmeister Gerhardt-Berlin erfundenen Aalpaß (D.R.P. 60197) nachgerühmt, der in den Turbinenrechen eingebaut wird, sich durch geringen Wasserverbrauch besonders vorteilhaft auszeichnet und gleichzeitig als aufsteigende Aal- und Kleinfischleiter dienen kann (Abb. 705).

Abb. 705. Aalschlupf nach Gerhard.

Allgemeine Anordnung der Fischpässe. Vorbedingung für eine befriedigende Wirksamkeit der Pässe ist es, daß sie ihrer Anlage im Stauwerk nach den Fisch auch tatsächlich anlocken und von ihm, wenn er, nach einem Aufstieg suchend, im Unterwasserkolk vor der Wehrschwelle entlang zieht, untrüglich erkannt werden müssen. Dazu ist es nötig, daß die Ausströmung nicht etwa schräg oder quer in das Abflußwasser des Wehrüberfalls hinein gerichtet ist, weil dabei verwirrende Wirbel entständen. Ferner ist es zum gleichen Ziele gut, wenn der Paß nicht über die untere Wehrflucht weit ins Unterwasser hinab vorspringt; bei dem Fischpaß von Hameln beispielsweise schreibt das Weserbuch (Bd. III, S. 233), gewiß mit Recht, einen Teil seines guten Erfolges der Tatsache zu, daß er ganz ins Oberwasser hinein verlegt ist. — Wenn der Paß abseits vom Wehr (mit Umleitung) angelegt werden muß, empfiehlt es sich umgekehrt, seinen Auslauf senkrecht zur Flußrichtung anzuordnen und womöglich noch durch lose gestellte Pfahlwände dafür zu sorgen, daß die Strömung möglichst weit nach der Flußmitte zu quer geführt wird, um den Fisch, der dann das Dasein eines natürlichen seitlichen Zuflusses vermutet, anzulocken.

4. Talsperren.

Die Talsperren, die sich nach früherer Feststellung nur äußerlich, durch die größere Stauhöhe von den „Festen Wehren" unterscheiden sollen, lassen sich wie jene einteilen in geschüttete Staukörper und voll- bzw. aufgelöst-massive.

Auch die Anforderungen der Dauerhaftigkeit und Betriebssicherheit — in erster Linie also Standfestigkeit — sind hier ihrem Wesen nach dieselben. Nur darf man von vornherein sagen, daß bei den großen Stauhöhen, die in Frage kommen, diese Anforderungen verschärften Charakter annehmen. Dazu kommt eine Rücksicht, die, bei kleinen Flußwehren kaum von Bedeutung, mit wachsender Stauhöhe und damit vermehrter Wasseraufspeicherung immer gebieterischer in den Vordergrund tritt: die Ansprüche der Unterlieger im weitesten Sinne: Durch den Bruch einer Talsperre sind diese nicht nur wirtschaftlichen Schädigungen, sondern leicht auch Gefahren an Leib und Leben ausgesetzt, und es besteht daher erhöhtes allgemeines Interesse an einer unbedingt sicheren Bauweise. (Aus diesem Grund sind ja seit einiger Zeit in den verschiedenen Kulturstaaten

Digitized by Google

staatliche Verordnungen erlassen mit eingehenden Vorschriften für Entwurf, Bau, Unterhaltung und Betrieb von Talsperrenanlagen[1]).

Diese Verordnungen, wenn nicht schon das wohlverstandene eigene Interesse, nötigen daher den Unternehmer eines Talsperrenbaues, auf Erreichung vollkommener Standsicherheit die allergrößte Sorgfalt zu verwenden.

Auf der andern Seite haben aber schon die zahlreichen im zweiten Band dieses Buches vorgeführten Beispiele gezeigt, daß es sich entsprechend der großen Stauhöhe, oft auch Talbreite der Sperren auch fast immer um sehr umfangreiche Bauwerke handelt, die große Kapitalanlagen darzustellen und von ausschlaggebender Bedeutung für das ganze Wirtschaftsbild eines Wasserkraftbetriebes zu sein pflegen.

Aus diesen allgemeinen Feststellungen ergibt sich ganz natürlich, daß der Widerstreit zwischen Sparsamkeit und Betriebssicherheit, dessen Lösung und Ausgleichung ja erst Wirtschaftlichkeit ergibt, bei den Talsperren ganz besonders scharfe Form annimmt, und daß deren Abmessungen und Bauweisen daher ein ganz besonders eingehendes Entwurfstudium verlangen.

A. Volle gemauerte Staukörper.

Statische Wirkung. Der Widerstand gegen den Druck des aufgestauten Wassers kann bei gemauerten Sperren in zweierlei Richtung aufgebracht werden: der Staukörper wirkt entweder als reine Stützmauer allein durch sein Gewicht und die dem Wasserdruck geradewegs entgegengerichtete einfache Druckfestigkeit, oder aber: die Mauer ist im Grundriß gekrümmt, seitlich gegen feste Felswände verspannt und wirkt gleichzeitig als liegendes Gewölbe. Von letzterer Wirkung soll vorerst abgesehen und nur auf die Verhältnisse der einfachen Gewichts-Stützmauerwirkung näher eingegangen werden.

Die angreifenden äußern Kräfte sind, um das für die festen Wehre Gesagte noch einmal zu wiederholen:

1. der wagrecht in $^1/_3$ der Stauhöhe angreifende Wasserdruck,
2. das Eigengewicht des Mauerkörpers,
3. der in den Bauwerksfugen, namentlich in der Sohle in mehr oder minder voller Stärke wirkende Auftrieb des Druckwassers,
4. der Eisschub, als Einzelkraft in Höhe des augenblicklichen Wasserspiegels angreifend zu denken.

Dieser Eisschub, bedingt durch das „Arbeiten" der beim Gefrieren sich abwechselnd zusammenziehenden und wieder ausdehnenden Eisdecke ist bisher in Europa nicht berücksichtigt worden und das wohl in den meisten Fällen mit Recht, weil in niedrigen und einigermaßen geschützten Lagen erfahrungsgemäß die Eisdecke in unmittelbarer Nähe der Staumauer keine beträchtliche Dicke anzunehmen vermag: die Wärme-Strahlung des von unten her, aus tieferen Wasserschichten erwärmten Mauerkörpers verhindert das (vgl. die von Intze in „Entwicklung" mitgeteilten Beobachtungen an der Füelbeketalsperre, wo im stärksten Frost stets ein mindestens $^1/_2$ m breiter freier Wasserstreifen oberhalb der Sperrmauer festzustellen ist. In Nordamerika[2]), wo die Winter viel strenger sind, ist man indes gewohnt, mit beträchtlichen Werten des Eisschubs zu rechnen. Professor Hilgard-Zürich empfiehlt[3]), darauf und auf eigenen Versuchen fußend, der Festigkeitsberechnung einen wirksamen Eisdruck von 40 000 bis 75 000 kg für den Breitenmeter zugrunde zu legen, soweit starke Frostgefahr besteht. Das würde hauptsächlich auf höhere und rauhe Gebirgslagen zutreffen, wie sie in der Schweiz und auch hie und da in den deutschen Mittelgebirgen gegeben sind. Diese Beanspruchung ist sehr hoch, man kann aber den Mauerkörper unter Umständen durch Anordnung einer stark geneigten Wasserseite, wenigstens im obersten Teil, davon wirksam entlasten.

[1]) Beispielsweise in Frankreich: Runderlaß des Landwirtschaftsministers vom 15. VI. 1897, in Preußen unterm 24. V. 1907, siehe Z. f. W. 1907, Nr. 14.

[2]) Van Buren (Transactions of the American Soc. of Civ. Eng. Sept. 1895) nimmt für nordamerikanische Verhältnisse diesen Eisdruck beispielsweise zu 60 000 kg/m an, vgl. auch C. d. Bv. 1898, Nr. 43 A.

[3]) Schw. Ww. 1910, Nr. 16 ff.

Digitized by Google

5. Der Wellenschlag kommt als örtliche Beanspruchung allenfalls für besonders dünne Mauern in Betracht und ist sehr von der Lage der Mauerkrone zur Windrichtung abhängig. Wichtiger ist noch als diese örtliche Beanspruchung die Stauwirkung des Windes auf eine weite Wasserfläche. Diese Stauwirkung kann einmal ein unerwünschtes Überschlagen von Wasser bewirken, wodurch u. a. am Landanschluß Ausspülungen und dergl. verursacht werden könnten, und zweitens kann der Überstau, wenn er bei der Berechnung nicht berücksichtigt wäre, die statische Sicherheit der Mauer vermindern. Mit aus diesem Grunde ist es daher üblich, die Mauern unter der Voraussetzung zu berechnen, daß das Wasser bis zur Krone der wasserseitigen Verblendung gestiegen ist, auch wenn die angebrachten Entlastungsanlagen ein solches Ansteigen rechnungsmäßig nicht erwarten lassen. Der Abstand zwischen Mauerkrone und höchstem Hochwasserspiegel ohne Berücksichtigung der Windwirkung wird dabei in der Regel zwischen 0,6 bis 1,2 m angenommen. Bei einem Schutzstreifen von nur 0,6 m ist es an der zu der Hauptwindrichtung besonders ungünstig liegenden Glörtalsperre schon vorgekommen, daß am Landanschluß durch überschlagende Wellen Beschädigungen der Steigwege hervorgerufen wurden. Man wird also dieses Mindestmaß nur bei günstiger Lage zur Windrichtung annehmen können. —

Die wagrechten Kräfte suchen den Mauerkörper fortzuschieben bzw. abzuscheren, und gleichzeitig erzeugen sie Kippmomente, die durch das Eigengewicht abgeschwächt oder verstärkt werden, je nachdem der Schwerpunkt des Mauerkörpers wasser- oder luftseits der Fugenmitte liegt. Der innere Auftrieb des Druckwassers verstärkt diese Kippmomente.

Gleichzeitig wirkt der Druck des um den Auftrieb verminderten Eigengewichtes, vielleicht auch die senkrechte Seitenkraft der auf einem geneigten Mauerrücken aufliegenden Wassermasse auf Zusammendrücken des Mauerkörpers.

Dieser setzt den angreifenden Kräften seine innere Festigkeit gegenüber, nämlich: den wagerechten Kräften seine Scherfestigkeit, den senkrechten seine Druckfestigkeit und den Kippmomenten: das Moment der notwendigerweise ungleichmäßig über die Fugenbreite verteilten Normalspannungen. Es ist üblich und gibt eine gute Annäherung an die wirklichen Spannungszustände, diese Normalspannungen als nach der Trapezregel über einen wagrechten ebenen Mauerschnitt verteilt anzunehmen; aus dieser (Gültigkeit des Hookschen Elastizitätsgesetzes und eben bleibende Querschnitte voraussetzenden) Annahme ergibt sich die bekannte Regel, daß die Drucklinie einer Gewichts-Stützmauer im mittleren Drittel der Fugenbreite, dem Querschnittskern, verbleiben soll, um das Auftreten von Zugspannungen an der entlasteten Seite mit Sicherheit auszuschließen. Letzteres aber wieder ist eine heute allgemein anerkannte Forderung von großer Wichtigkeit. Denn durch den völligen Ausschluß von Zugspannungen wird die Entstehung von wasserseitigen Rissen durch rein statische Wirkung ausgeschlossen und damit dem Eintritt von Stauwasser in den Mauerkörper, der Bildung freien Auftriebs etwas begegnet. Guter Mörtel in sorgfältiger Zubereitung und auch Mauersteine haben zwar eine gewisse, in der Prüfmaschine nachzuweisende Zugfestigkeit (beispielsweise Traß-Zementmörtel in Marklissa nach 13 Wochen Erhärtung: 32 bis 40 kg/qcm), sie kann aber praktisch durch Wärmedehnungsrisse in Frage gestellt werden, so daß es nicht zulässig ist, in irgendwie nennenswerter Weise mit der Zugfestigkeit des Mauerwerks zu rechnen. Höchstens kann man, wo es sich um unbedeutende Beträge handelt, zugeben, daß die rechnungsmäßig „gezogene" Fläche unberücksichtigt gelassen und nur mit dem übrig bleibenden „gedrückten" Teil gerechnet wird, wenn dessen Höchstpressung dann noch unter der zulässigen Grenze bleibt. Aber auch das sollte nur dort geschehen, wo noch besondere Mittel zur Abdichtung des wasserseitigen Mauerrückens angewandt sind, damit auf alle Fälle dem Eintritt des Wassers wenigstens nicht unmittelbar der Weg geöffnet wird.

Ebenso wie Zugspannungen sind zu hohe Druckspannungen auszuschließen. Die darauf abzielende Untersuchung muß zwei Spannungszustände ins Auge fassen: den des gefüllten Beckens, der an der Luftseite, den des leeren Beckens, der an der Wasserseite gewöhnlich die größten Druckspannungen zu ergeben pflegt und dabei an der Luftseite unter Umständen Zugspannungen liefern kann. (Die zulässige Druckbeanspruchung hängt vom verfügbaren Mauerstein und der Zusammensetzung des Mörtels, auch von der Sorgfalt der Mauerung ab; 8 bis 12 atm sind die meist vorkommenden Grenzen. Intze hat bei-

Digitized by Google

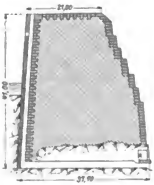


Abb. 706. Alte spanische Staumauer bei Alicante. Maßstab 1 : 1100.

spielsweise bei der Urfttalsperre (Grauwacke in Traßmörtel) etwas über 10 kg/qcm zugelassen.

Aus diesen einfachen Berechnungsgrundlagen ergibt sich allgemein, daß der theoretisch kleinste Stützmauerquerschnitt durch ein rechtwinkliges Dreieck dargestellt wird, dessen Hypotenuse an der Luftseite liegt. (Hypotenuse an der Wasserseite ergibt allerdings größere Schubwiderstandsfähigkeit, weil der Wasserdruck schräg abwärts aufgenommen wird und zur Erhöhung des Bodendruckes mitwirkt. Auch bewegt sich die Drucklinie zwischen vollem und leerem Becken in engeren Grenzen, was eine gleichmäßigere Beanspruchung und geringeren Spannungswechsel im Mauerinnern ergibt; dafür wird aber die Drucklinie im ganzen weiter nach der Luftseite verschoben und so größere Mauermasse verbraucht.)

Praktische Rücksichten auf Eisschub, Wellenschlag, Frosteinwirkung, Notwendigkeit, einen Dienstweg, eine Straße über die Mauer zu führen, verlangen natürlich eine gewisse Mindest-Mauerbreite am oberen Rande, und damit gelangt man dann zu Querschnittsformen, wie sie die früher hier mitgeteilten Talsperren zeigen (Abb. 387, 401, 451, 354, 363, 412, 420, auch 712ff.).

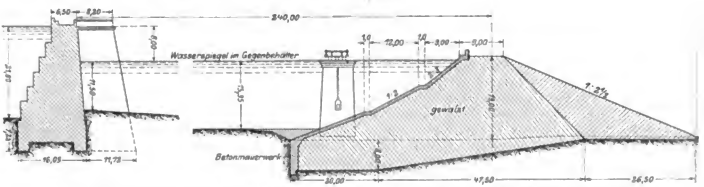


Abb. 707. Staumauer mit Strebepfeilern bei Grosbois, verstärkt durch nachträgliche Anlage eines unteren Staudammes. Maßstab 1 : 960. (G. C.)

Gegenbeispiele. Um die wirtschaftliche Bedeutung dieser von Gracff, Delocres, Rankine, Bouvier, Guillemain, Maurice Lévy, Fecht und Intze entwickelten Querschnittsformen voll erkennen zu lassen, genügt es, auf die älteren spanischen und französischen Talsperren hinzuweisen (Abb. 706 bis 707), die mangels einer klaren Einsicht in die Kräftewirkung vielfach mit ganz übermäßigen und unzweckmäßig verteilten Mauermassen ausgestattet sind, während umgekehrt auch gelegentlich in der Übergangszeit, in den 80er Jahren des vorigen Jahrhunderts, wohl eine unzulängliche Rechnungsweise zu übermäßig sparsamen Querschnittsbildungen verleitet hat. In dieser Beziehung ist zu erwähnen die Talsperre von Bouzey in Frankreich. Diese war anfänglich nach dem in Abb. 708 punktierten Umriß angelegt, machte zunächst auf dem durch Druckwasser glitschig gemachten Baugrund eine Rutschung von 30 cm durch und wurde dann durch eine am Fuß vorgelegte Verstärkung zum Stehen gebracht. Schließlich fiel sie aber doch noch der Zerstörung anheim, weil in dem oberen, zu schwach bemessenen Teil Zugspannungen bis zu 1,5 kg/qcm und Druckwassereintritt sich einstellten, die sich gegenseitig rasch bis zur Überlastung des freibleibenden Druckteils

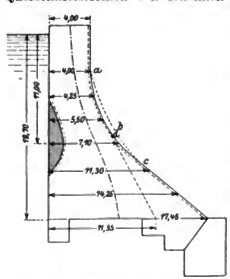


Abb. 708. Querschnitt der eingestürzten Staumauer in Bouzey. Maßstab 1 : 450. (Gén. Civ.)

Digitized by Google

steigerten[1]). Bei der dabei erfolgten Überflutung des unteren Tales wurden 150 Menschen getötet und ein gewaltiger Sachschaden angerichtet. Begreiflicherweise hat dieses beklagenswerte Ereignis namentlich in Laienkreisen lange Zeit ein tiefgehendes Mißtrauen und übertriebene Befürchtungen gegenüber dem Talsperrenbau wachgehalten, die vielfach ihren Einfluß im Sinne einer übermäßig sicheren und kostspieligen Bauweise geäußert haben.

Neuere Berechnungsweise. Die Berechnungsweise nach der einfachen Kerntheorie war gegenüber den älteren unklaren und unzulänglichen Berechnungsweisen jedenfalls ein großer, namentlich auch wirtschaftlicher Fortschritt; sie ist aber nach neuerer Anschauungsweise[2]) noch nicht hinreichend, ein vollkommenes Bild von dem wirklichen Spannungszustand, namentlich bei höheren Mauern, zu geben. Denn wie in jedem auf Biegung beanspruchten Körper, treten auch hier Schub- und Zugbeanspruchungen in den zur Richtung des Wasserdruckes senkrechten Schnitten auf, und diese treten bei Berechnung nach der Kerntheorie nicht in Erscheinung. Ferner werden auch nicht die größten Druckspannungen ermittelt, die ja als „Hauptspannungen" nicht in den wagrechten auf Abscherung mitbeanspruchten Schnitten auftreten können. Das Auftreten dieser Schubspannungen nötigt dazu, bei höheren Mauern von der einfachen Dreiecksform abzugehen und die Querschnittslinie am Fuß in verstärktem Maße zu einer sogenannten Zehe auszubilden (vgl. Abb. 709). Um sich von dem Vorhandensein und der Bedeutung solcher Spannungen anschaulich zu überzeugen, braucht man nur beispielsweise die luft- und wasserseits lang vorgestreckten Zehen der Urfttalsperre (Abb. 709) zu betrachten, deren senkrechte Fugen ganz augenscheinlich auf Abscherung und Biegung beansprucht sein müssen, wenn sie sich wirksam an der Übertragung der Sohlenpressung nach oben beteiligen sollen. Tatsächlich berechnet Link[3]) auch für diesen Querschnitt die Schubbeanspruchung am luftseitigen Fuß auf 10 kg/qcm, was an sich unzulässig hoch wäre und nur zur Not durch die Mitwirkung der Reibung unschädlich gemacht wird, auf die man sich besser nicht verlassen sollte.

Die Berechnung der Staumauerquerschnitte war nun schon bisher eine außerordentlich umständliche Sache, da man auf langwierige Versuchsrechnungen angewiesen war; durch die Einführung der Forderung, auch die erwähnten Nebenbeanspruchungen zu berücksichtigen, wird die Aufgabe noch erheblich erschwert. Die zahlreichen Versuche, eine Abkürzung dieser Arbeiten durch formelmäßige Entwicklungen zu ermöglichen, verdienen daher volle Beachtung.

Während die meisten Forscher, wie Kreuter, eine schrittweise Entwicklung der Querschnittsform von oben nach unten angeben, hat Link neuerdings gezeigt, wie man unter stärkerer Betonung des alten „Grunddreiecks" mit verhältnismäßig wenig Arbeit zum Ziel gelangt. Äußerlich ist der Unterschied zwischen den verschiedenen Rechnungsarten dadurch gegeben, daß die „Kreutersche" Form oben wasserseitig senkrecht, oder nur aus praktischen Gründen (Dichtungsblendmauer!) schwach geneigt, der Mauerfuß aber beiderseits verbreitert ist, wie schon bei der Urfttalsperre. Link dagegen gibt seinen Querschnitten, um die Formelentwicklung zu ermöglichen und einfachste konstruktive Ausführung zu erhalten, nahezu geradlinige Umrisse, wie sie der Schnitt der Möhnetalsperre (Abb. 387) zeigt; die Forderung der möglichst strengen Baustoffausnutzung kommt dabei gegenüber der „Kreuterschen" Form wohl etwas schlechter weg.

Bei Erwähnung dieser neueren, den Grundsätzen der allgemeinen Festigkeitsbedingungen sehr gut entsprechenden Theorie darf man indes schließlich nicht unterlassen festzustellen, daß ihre Ergebnisse immer noch nur als Näherungen sich darstellen. Sie versprechen zwar nach neueren Versuchen recht gute Übereinstimmung mit der Wirklichkeit, aber sie geben doch keine unbedingte Gewißheit über den genauen Verlauf der in Wirklichkeit statisch unbestimmten Spannungsverteilung.

Die Wirtschaftlichkeit sowohl der Intzeschen wie der neueren, auf Grund klarerer Einsicht in die Kräftewirkung berechneten Talsperrenquerschnitte ist dabei, auch das darf

[1]) Vgl. Öst. W. f. d. ö. Bd., Jahrg. I, S. 161 und G. Civ. Bd. 31, S. 170 ff.

[2]) Atcherley und Pearson, „Über einige vernachlässigte Punkte in der Frage der Standfestigkeit von Staumauern", London 1904, Verlag Dulau u. Cie.; vgl. ferner Mattern in C. d. Bv. 7. III. 1906 u. 22. V. 1909 mit Literaturangaben.

[3]) Kreuter und Link, weitere Literaturangaben bei Link S. 17.

Digitized by Google

nicht übersehen werden, nur eine relative: es läßt sich auf keine Weise vermeiden, wenn die Kernregel innegehalten werden soll, daß im oberen Teil des Mauerquerschnittes die Grenzspannungen weit unter den zulässigen bleiben; erst weiter abwärts werden höhere Druckbeanspruchungen erreicht. Abb. 709 (statische Untersuchung der Urfttalsperre nach Intze) veranschaulicht aufs beste diese schlechte Ausnutzung des Baustoffes selbst bei gut durchgebildetem Mauerquerschnitt.

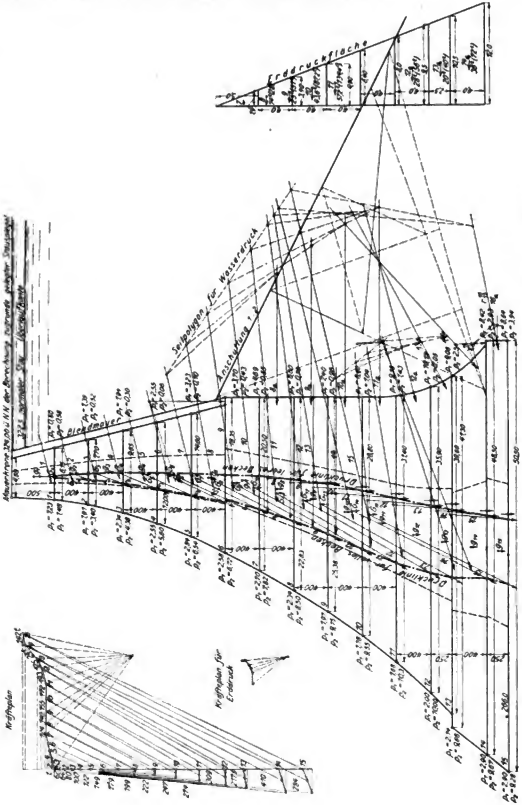


Abb. 709. Standfestigkeitsuntersuchung der Urfttalsperre. Maßstab 1 : 500. (Zeitschr. V. deutsch. Ing. 1908.)

Digitized by Google

Auftriebwirkung. Ein zweiter die Wirtschaftlichkeit und die Sicherheit der Festigkeitsberechnung leicht beeinträchtigender Gesichtspunkt ist die Auftriebwirkung. Welche unheilvolle Rolle dieselbe tatsächlich schon öfter gespielt hat, wurde eben an der Sperre von Bouzey, früher (S. 774) an dem (nur 6,6 m hohen) Wehr von Hot-Springs ausgeführt.

Zu der Talsperre von Bouzey als warnendes Beispiel der Folgen einer Vernachlässigung der Unterdruckwirkung ist im Sept. 1911[1]) das Staumauer am Freemansbach bei Austin (Pennsylvanien) getreten. Die 166 m lange, 17 m über Felssohle hohe Mauer machte gleich bei der ersten Einstauung 1910 eine sehr bedenkliche Bewegung an einer Stelle: am Fuß 45, in der Krone 85 cm. Unverantwortlicherweise stauten die Eigentümer die daraufhin entleerte und untersuchte Sperre wieder ein, ohne bauliche Verbesserungen vorgenommen zu haben. Kurz nach Beginn des Überlaufens brach die Mauer in wagrechtem Sinne in 5 Stücke auseinander. Von diesen stürzte nur eines um, während die übrigen aufrechtstehend talabwärts herausgeschoben wurden. Bei der entstehenden Übersehwemmung wurde das Städtchen Austin zerstört, über 100 Menschen kamen um.

Die angestellten Untersuchungen wiesen verschiedene schwere Konstruktions- und Ausführungsfehler als Ursache nach. Die aus Beton mit eingelegten Großblöcken erstellte Mauer zeigte vielfach ausgebildete wagrechte, ebene Trennungsflächen, wo der Beton an den alten am Tag vorher eingebrachten ungenügend angebunden hatte. Der Untergrund bestand unter den Anschwemmungen aus weichem teilweise verwittertem Sandstein mit lehmigen Zwischenlagen und zahlreichen Trennungsflächen. Man hatte versäumt diese sehr unzuverlässigen Schichten zu durchfahren und hatte den oberwasserseits angeordneten Abfangsporn statt bis auf dichten zuverlässigen Fels nur etwa 1,5 m tief geführt. Außerdem war der Mauerquerschnitt insofern fehlerhaft angelegt, als die luftseitige Begrenzung von dem Punkte an, wo sie die Erdoberfläche traf, senkrecht abgeschnitten war, so daß in der Gründungssohle die ganz ungenügende Breite von 9,2 m vorhanden war. Außerdem entsprach die luftseitige Mauerböschung den Festigkeitsanforderungen nur, wenn man ohne Unterdruck von Stauwasser rechnete. Solcher Unterdruck konnte sich aber hier sowohl in der Mauer selbst, wie im unmittelbaren Untergrund sehr kräftig entwickeln. Er wirkte mit zur Überwindung der Reibung, die bei der ungenügenden Festigkeit des Betons und der Felsunterlage allein noch einige Sicherheit gewähren konnte. Die 30 mm starken Rundeisen, die man in Abständen von 0,8 m senkrecht in Felsgrund und Mauer eingelassen hatte, konnten gegenüber den so frei gemachten Angriffskräften um so weniger standhalten, als sie nur etwa 1,5 bis 2,0 m tief unter Mauersohle eingelassen waren. — Das Unglück wäre zu vermeiden gewesen, wenn man die Mauer gehörig stark bemessen und ihre Gründung nebst dem unterlagernden unsicheren Fels durch Niederbringen einer tiefreichenden dichten Abfangmauer am wasserseitigen Fuß bis auf den zuverlässigen Fels vor Druckwasserzutritt geschützt hätte.

Neben diesen, ja freilich nie mit unbedingter Schlüssigkeit aufzuklärenden Unglücksfällen beweisen neuere, an sorgfältig gemauerten Intzeschen Sperren ausgeführte Versuche klar das tatsächliche Vorkommen erheblicher Wasserdrucke im Mauerinnern, namentlich in der Bauwerksohle. Beispielsweise hat man an der Ostertalsperre bei Plettenberg an eingebauten Beobachtungsrohren einen sehr merklichen Unterdruck festgestellt, der sich im ungünstigsten Falle an der Wasserseite auf Höhe des vollen, an der Luftseite bis auf Höhe des halben äußeren Wasserdruckes erhob, bei annähernd geradlinigem Verlauf der verbindenden Drucklinie[2]).

An der Talsperre im Neyetal bei Wipperfürth wurden in neun bis auf die Sohle reichenden eingemauerten Standröhren bei 27 m Wasserstand über Sohle in längerer Versuchsreihe wirksame Wasserdrucke von im Mittel 18 m in Sohlenmitte, oder etwa $^2/_3$ des natürlichen Wasserdrucks festgestellt[3]). Dabei wird allerdings erklärt, daß diese Drucke nicht durchweg auf der ganzen Sohle, sondern nur an einzelnen zufällig weniger gut dicht geratenen Stellen des Anschlusses vorhanden seien, und das wird zweifellos auch zutreffen.

Jedenfalls muß man also an Talsperren unter gewöhnlichen Verhältnissen sowohl im Mauerkörper wie in der Sohle mit beträchtlicher Auftriebwirkung rechnen: Zwei Wege

[1]) Vgl. Eng. Rec. 7, 14. X. 1911.
[2]) Nach Link im Erläuterungsbericht zur Möhnetalsperre.
[3]) Vgl. Die Talsperre 1910, Nr. 19.

Digitized by Google

bieten sich, um den daraus entspringenden Gefahren zu begegnen: entweder man macht den Mauerquerschnitt so schwer bzw. so stark, daß er auch beim größten zu erwartenden Auftrieb noch keine Zugspannungen erhalten kann, oder man wählt besondere Anordnungen, die den Wassereintritt erschweren bzw. etwa doch eingetretenes Wasser schnellstens ins Freie führen, so daß Druckentwicklung nicht stattfinden kann.

Für den ersten Weg ist es ein besonders mißlicher Umstand, daß man sich über die Verteilung und den Wirkungsbereich des Auftriebs im Mauerinnern durchaus im unklaren ist: es liegt nahe, eine geradlinig begrenzte Verteilungsfigur anzunehmen. Dabei erhält man aber schon eine dem äußeren Wasserdruck gleiche Zusatz-Zugspannung, sei es nun, daß man die Druckfigur des Auftriebs als Dreieck mit „Wasserdruck an der Luftseite-0" annimmt oder als Trapez bzw. Rechteck (voller Auftrieb)[1]. Dementsprechend ist beispielsweise in Frankreich allgemein durch ministerielle Verordnung vom 15. Juni 1897 vorgeschrieben, daß die wasserseitige Grenzdruckspannung bei vollem Becken in jeder Höhe gleich dem dort herrschenden Wasserdruck sein muß; in Deutschland wurde volle Auftriebwirkung seinerzeit bei der Talsperre von Marklissa angenommen, obwohl dabei gleichzeitig noch eine vorzügliche Abdichtung angeordnet wurde. Dieses Vorgehen wurde von Intze selbst als zu weitgehend bezeichnet, es war nur damals durch eine, nach heutiger Anschauung übertrieben zu nennende Rücksichtnahme auf die durch „Bouzey" und andere Unfälle geweckte Angstlichkeit der Talbewohner vorgezeichnet.

Abdichtung der Mauern. Die Berechtigung, eine derart reichliche Bemessung der Mauerquerschnitte zu unterlassen, kann man sich durch Anwendung einer hinreichend sicher wirkenden Dichtung erwerben. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Abdichtung des Mauerkörpers und Abdichtung der Sohlenfuge.

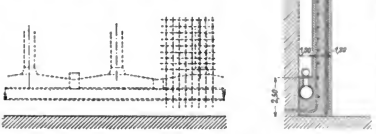


Abb. 710. Abdichtung der Staumauer von Mouche. Maßstab 1 : 30 (Maße in dem). (Congr. H. Bl. I).

Für die Abdichtung des Mauerkörpers sind zwei Grundformen von Anordnungen bekannt geworden: entweder wird eine dichte und biegungsfeste Schutzwand mit einem kleinen Luftzwischenraum auf senkrechten Rippen vor die Mauer gelegt und das die Schutzwand immer noch durchdringende Druckwasser dadurch vor der Mauerrückenfläche abgefangen, oder aber: die dichtende Schicht wird unmittelbar auf die Mauer aufgebracht, und das Druckwasser erst eine Strecke im Mauerinnern durch eingebaute Sickerröhren oder auf ähnliche Weise abgeführt.

Die Anregung zu der erstgenannten Anordnung stammt von Maurice Lévy; die erste derartige Ausführung, in Eisenbeton (Abb. 710) hat bei dem Bau der Talsperre bei La Mouche stattgefunden[2]. Eine neuere Talsperre, bei La Bouillouse in den Pyrenäen, hat eine ähnliche Dichtungswand, aber aus sorgfältig ausgeführtem Schichtenmauerwerk mit bogenförmig aufgelöstem Grundriß, erhalten.

Ausführungen dieser Art sind zweifellos sehr wirksam, weil sie die Abführung des Sickerwassers mit großer Sicherheit verbürgen, sie sind aber recht kostspielig: Bei $\frac{8+12}{2} = 10$ cm mittlerer Stärke erfordert z. B. die Dichtung von La Mouche einschließlich Tragrippen rd. 0,117 cbm Beton auf 1 qm Ansichtsfläche, was bei dem mindestens anzunehmenden Einheitspreis von 80 M/cbm (einschl. Anker und Eisen-Einlagen) etwa 9,5 M/qm macht. Noch viel teurer ist die erwähnte neuere Ausführung, wo der cbm Schutz-

[1]) Leicht rechnerisch nachzuweisen; manchmal nimmt man auch den Wasserdruck in vollem Betrage über $^2/_3$ der Sohlenbreite verteilt an, was noch etwas höhere Zugspannungen ($^4/_3$fache) liefert.
[2]) C. H. Bl. I. S. 261.

Digitized by Google

mauerwerk (Moëllons aus Granit in Zementmörtel von 600 kg/cbm) 73 M. gekostet haben soll, was nach den gewählten Abmessungen, 3 m weite Kreisgewölbe 50 bis 100 cm stark, auf den Quadratmeter rd. 85 M. ergeben würde. Ein grundsätzlicher Mangel der ganzen Bauweise ist überdies der, daß sie nur bis zu einer begrenzten Wassertiefe (wegen sonst unvermeidlicher Überlastung der Zwischenpfeiler) anwendbar ist.

Freilich kann man, und das ist auch bei La Bouillouse geschehen, die Mehrkosten der teuren Dichtungswand z. T. wieder dadurch einsparen, daß man die Hauptmasse der Mauer in weniger sorgfältiger Weise und mit magerem Mörtel aufführt. Aber derselbe Vorteil muß auch anderen, gleich nachher noch anzuführenden und an sich wesentlich billigeren Dichtungsarten zuerkannt werden.

Eine weitere, von Intze ausgebildete (übrigens auch bei La Mouche versuchsweise in einem Teil der Mauer ausgeführte) Dichtungsart besteht darin, daß unmittelbar auf den Mauerkörper ein fetter Glattstrich mit Siderosthen-Überzug — Beimischung von Bitumenemulsion oder dergl. aufgebracht, und das noch durchdringende Wasser durch ein Netz von 75 bis 150 mm weiten unglasierten Tonröhren abgesaugt wird. Diese Saugröhren sind in zusammenhängenden senkrechten Strängen eingemauert und unten, vielleicht auch in zwei „Stockwerken" — um die Gefahr der Verstopfung beim Bau zu vermindern — durch Sammelstränge von 15 bis 25 cm Lichtweite verbunden. Diese Sammelstränge münden dann wieder in größere, die Mauer durchdringende Kanäle, meist die Rohrstollen, aus (Abb. 387/89).

Um die Dichtungsschicht gegen mechanische Verletzungen, namentlich aber Witterungseinflüsse zu schützen, pflegt man nach dem Vorgang von Intze immer noch eine kräftige Verblendmauer vorzulegen, die im Falle von Marklissa (S. 631) sogar bogenförmig aufgelöst angeordnet wurde, um befahrbare Einsteigschächte zur Besichtigung der Dichtungsschicht zu schaffen. Letzteres ist entschieden eine wirtschaftlich nicht mehr zu rechtfertigende Erweiterung, ist auch nie mehr nachgeahmt worden. Die übliche Anordnung zeigt dagegen z. B. die Möhnesperre (Abb. 387—389). Der dichtende Glattstrich ist hier 25 mm stark genommen, die Mischung ist: $2^1/_2$ Zement + $^1/_4$ Kalkteig + $1^1/_2$ Traß + 6 Sand. Auf 50 Teile fertigen Putzmörtels wurde 1 Teil Asphaltemulsion zugesetzt, was nach angestellten Versuchen eine sehr dichte und dauernd rissefreie Ausführung erwarten ließ. Nach völliger Trocknung wurde noch ein zweimaliger Siderosthenanstrich aufgebracht. Die Schutzmauer ist 60 cm stark und bindet (in üblicher Weise) mit schwalbenschwanzförmigen Federn (Abb. 389/90) in den Mauerrücken ein. Vor die Mauer wurde bis etwa zur halben Höhe noch eine 2 m starke Lehmschicht eingestampft. Das ganze ist eine sehr haltbare, freilich auch schon recht kostspielige Ausführung: Beispielsweise erhielt an der Möhnetalsperre, wo der Bauherr alle Materialien beistellte, der Unternehmer für die Ausführung der Blendmauer eine Zulage von 29 M. für den cbm zum Ausführungspreis des übrigen Massenmauerwerks, das selbst, ohne alles Material (außer Kalk), mit 6,60 M/cbm bezahlt wurde (Mörtelstation, Wasserversorgung usw. waren dabei von der Bauverwaltung frei zur Verfügung gestellt). Für die Dichtungsschicht mit Anstrich — wozu der Unternehmer nur den Kalk zu stellen hatte, erhielt der Unternehmer 1,7 M/qm, für die Lieferung und Verlegung der senkrechten Sickerrohre wurden 0,4 M. für den Meter Rohrlänge bezahlt.

An der Edertalsperre bei Waldeck stellten sich, bei im allgemeinen ähnlichen Ausführungen, Mörtelmischungen usw., die Preise einschließlich aller Baustoffe wie folgt:

Bruchstein-Massenmauerwerk (einschl. aller Baustoffe, Verfugen, Eiseneinmauern usw.	18,8 M/cbm
Besonders gutes Bruchsteinmauerwerk für die 75 cm starke Blendmauer: Zulage	8,8 „
25 mm starker Dichtungsputz auf der Wasserseite der Mauer	2,0 M/qm
Zweimaliger Siderosthenanstrich der verputzten Flächen . . .	0,5 „
Sickerrohre (unglasierte 100 mm weite)	0,6 M/m.

Aus diesen Verdingungspreisen berechnet sich der Quadratmeterpreis der gesamten Dichtungs-Anordnung der Mauern zu etwa 24 M/qm; das ist wohl gegenüber den oben erwähnten Gewölbschalen-Ausführungen der Pyrenäen usw. im Verhältnis noch sparsam, aber an sich noch ziemlich teuer.

Digitized by Google

Um die Kosten noch etwas zu ermäßigen, hat Intze meist die Blendmauer am untern Teil der Mauern weggelassen und durch die Anschüttung des Baugrubenaushubs ersetzt. Diese Dammschüttung ist von den amerikanischen Ingenieuren bei neueren Ausführungen mehrfach nachgeahmt worden, während sie von den französischen Ingenieuren abgelehnt wird.

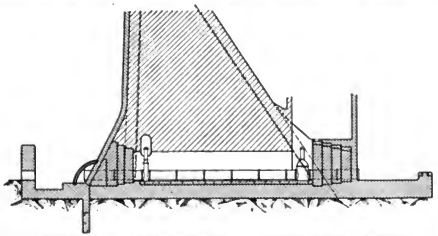


Abb. 711. Edertalsperre. Längenschnitt eines Grundablaßkanals. Maßstab 1 : 675.
(Abb. 711/12, 714/16 nach Bauzeichn.)

Indes sind die in dieser Beziehung von Jacquinot-Chaumont in einem mit Mattern-Herne i. W. geführten[1]) Meinungsaustausch vorgebrachten Gründe nicht als unbedingt zwingend anzuerkennen. Der französische Ingenieur bemängelt, daß durch die Anschüttung

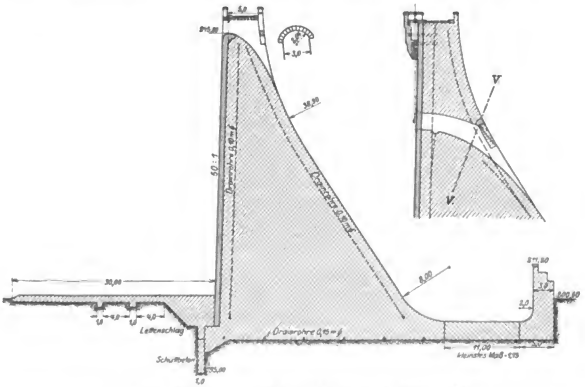


Abb. 712. Edertalsperre. Mauerquerschnitte. Maßstab 1 : 633.

ein großer Teil der Mauer der Besichtigung entzogen werde; die Fähigkeit der Ausschüttung, die Dichtung zu bewirken, wird bezweifelt und die Befürchtung ausgesprochen, daß durch ungleichmäßige Durchnässung der Schüttung verschieden starke

[1]) G. Civ. 3. XII. 1904 und C. d. Bv. 24. VI. 1905.

Digitized by Google

Drücke gegen die Mauer und dadurch gefährliche Schubbeanspruchungen in den senkrechten Querschnitten hervorgerufen würden.

Dem hält Mattern entgegen, daß eine Besichtigung der Dichtungsfläche, nachdem sie durch Vorlage einer 1,5 m starken sorgfältig eingestampften Lehmschicht mit Dammhinterfüllung aufs beste geschützt ist, nicht nötig sei, daß ferner die Hauptdichtung durch den Zementputz, nicht durch die Dammschüttung bewirkt werden soll, und daß die ungleiche Beanspruchung, wenn solche in nennenswertem Grade überhaupt je vorkomme, belanglos sei, weil bei den meisten Ausführungen der Erddruck nur $^1/_{20}$ des im ganzen wirksamen Wasserdrucks ausmache.

Diese Ausführungen Matterns dürften nicht zu widerlegen sein, man darf sie aber, was auch der genannte Verfasser betont, nicht so auffassen, als ob der Anlage dieser Erdschüttung ein sehr großes Gewicht beizulegen sei. Sie leistet ja allerdings neben dem Schutz des Zementglattstrichs noch eine gewisse ganz wünschenswerte Abdichtung des Vorbodens oberhalb der Sperrmauer und dient nützlich als Aushubsablagerung; aber ihre Herstellungskosten, Stampfen eines auserlesenen Lettenkörpers, böschungsmäßige Anschüttung und trockene Pflasterung sind auch nicht unerheblich. Nimmt man noch hinzu, daß dabei die vielfach gebräuchlichen Rohrstollen mitsamt den Rohren auf eine längere Strecke unter diesem breiten Damm durchgeführt werden müssen (Solingen 26 m, Möhne 20 m), so muß man sich sagen, daß man unter Umständen wirtschaftlich ebenso gut fährt, wenn man die Schüttung wegläßt und die Schutzmauer bis unten durchführt.

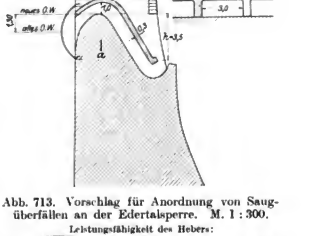


Abb. 713. Vorschlag für Anordnung von Saugüberfällen an der Edertalsperre. M. 1 : 300.

Leistungsfähigkeit des Hebers:
$0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot \sqrt{2g \cdot 3{,}5} = 4{,}1$ cbm/sek auf den m Breite. Abzuführen 540 cbm/sek = 130 m Überfallänge = 43 Öffnungen = 151 m Gesamtlänge. Offener Überfall: $A = 1{,}35$; $Q = 3{,}5$ cbm/sek m = 152 m Nutzlänge.

Derartige Erwähnungen mögen beim Entwurf der 1910 in Angriff genommenen großen Edertalsperre bei Waldeck maßgebend gewesen sein (Abb. 711—715), bei der Grundablaßrohre in ungewöhnlich großem Umfang, als Ersatz eines Umlaufstollens, ausgeführt sind.

Die Dichtungsschicht (1 Kalk + $2^1/_2$ Traß + 2 Zement + 4 Sand) ist hier 25 mm stark, zweimal mit Siderosthen gestrichen, die Blendmauer ist 75 cm stark. Die senkrechten Sickerungen, ganz durchgeführt, 100 mm weite unglasierte, die Sammler: 170 mm weite glasierte Rohre; für sorgfältige Freihaltung der Steigrohre beim Bau ist durch strenge Verdingungsvorschriften gesorgt worden.

Mehrfach sind die wagrechten Sammelrohre schon durch begehbare Gänge im Mauerinnern ersetzt worden (Markliasa Abb. 412, Sperrmauer Olive Bridge und Kensico[1]) Abb. 716). Diese, überdies den Mauerquerschnitt etwas verschwächende Anordnung ist natürlich wesentlich teurer und ziemlich überflüssig, weil Verstopfungen der Sammelrohre, etwa durch tropfsteinartige Bildungen, nicht zu befürchten sind, nachdem sich die früher manchmal geäußerte Befürchtung der Auslaugung des Mörtels als unbegründet erwiesen hat.

Die Gänge bieten allerdings die Annehmlichkeit, daß man sich bequem jederzeit vom Zustand des Mauerinnern überzeugen, Proben entnehmen kann usw., das mag bei sehr hohen und großen Sperren, wo die Mehrkosten verhältnismäßig weniger ins Gewicht fallen, ihre Anlage, bei einfachster Ausführung, entschuldigen.

Außer der ersten an der Wasserseite liegenden Reihe von Saugrohren hat man neuerdings auch schon eine zweite an der Luftseite angeordnet, um hier noch die letzten, etwa entgangenen Reste von Druckwasser und etwa aus dem Mörtel austretendem Bindewasser abzufangen und dem unschönen, auch wegen der Frostgefahr nicht unbedenklichen Schwitzen der Mauer zu begegnen (z. B. bei der Edertalsperre). Es wäre aber wohl besser, einen Teil der dafür vorgesehenen Mehrkosten für eine dichtere, vielleicht zickzackförmig

[1]) Eng. Rec. 4. IX. 1909.

Digitized by Google

Abb. 714. Edertalsperre. Lageplan. Maßstab 1 : 4850. (Kronenhalbmesser = 300 m.)

Digitized by Google

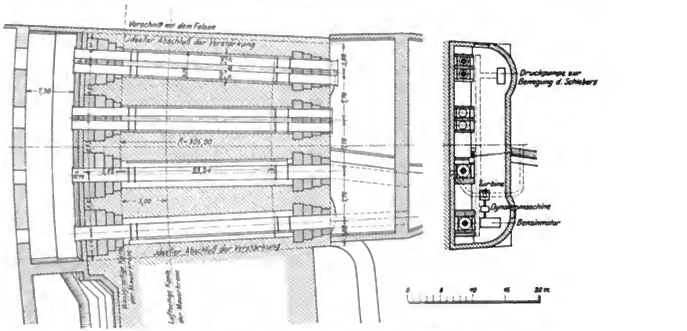


Abb. 715. Edertalsperre. Grund- und Querschnitt des Grundablasses. Maßstab 1 : 650.

versetzte Anordnung der wasserseitigen Saugrohre aufzuwenden (wie sie die Möhnetalsperre hat), um sicher zu sein, daß überhaupt keine irgendwie beträchtlichen Druckwassermengen weiter ins Mauerinnere eintreten können[1]).

Im Verein mit Versuchen, das dichte Mauerwerk, wie es bisher durchgängig ausgeführt wurde, durch ein billigeres, durchlässiges, zu ersetzen, hat man neuerdings schon daran gedacht, die Sickerungen ganz wegzulassen und die Abführung des noch hinter die Dichtung gelangenden Wassers den Mauerwerksfugen zu übertragen. Von Ausführungen in dieser Richtung ist außer der oben erwähnten bei La Bouillouse (Kalkmörtelmauerwerk 18,5 M/cbm in entlegener Gebirgsgegend!) erst eine bekannt geworden: eine kleine 12 m hohe Seesperre am Lago di Chironico bei Bodio (Biaschinawerk)[2]), die hauptsächlich wegen der bedeutenden Meereshöhe (1767 m) und der an sich sehr schwierigen Zugangsverhältnisse ganz aus Trockenmauerwerk erbaut wurde.

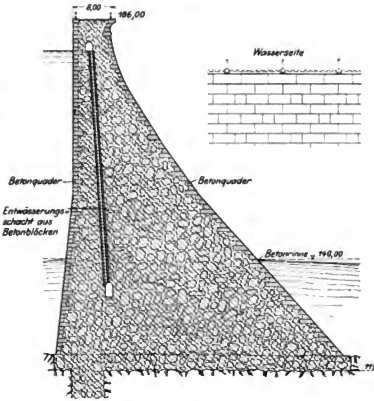


Abb. 716. Querschnitt der Kensico-Staumauer bei White Plains. Maßstab 1 : 800.

Diese an der Sohle 10 m, an der Krone 1,4 m starke, 46 m lange und 10 m hoch stauende Mauer ist durch eine an der Wasser-

[1]) Zur Veranschaulichung sei erwähnt, daß an der 23,2 m hochstauenden Neyetalsperre bei Wipperfürth 1908/1909 im Mittel ein Gesamtverlust von 2700 lit/Std. bei derartig ausgeführter Senkrechtdrainage gemessen wurde (Talsp. 1910, Nr. 19).

[2]) Schweiz. Techn. Zt. 18. III. 1909.

Digitized by Google

seite unmittelbar aufgelegte Feinbetonschicht mit Streckmetalleinlage und äußerem Verputz mit bestem Erfolg abgedichtet.

Die an sich und unter den geschilderten Ortsverhältnissen ganz besonders sparsame Bauweise verdient größte Beachtung, und wenn die noch hier zu sammelnden Erfahrungen (Baujahr 1909) die Widerstandsfähigkeit der so bewehrten Dichtungsschicht gegen Wärmedehnung erweisen sollten — was man sicher erwarten darf —, so wäre für die wirtschaftliche Ausgestaltung der Talsperrenbauten ein wertvoller Beitrag gewonnen.

Für größere Stauhöhen ergibt sich freilich in der Höhe der Schubspannungen eine Grenze für die Anwendung von Trockenmauerwerk, wenn man nicht zu dammähnlich breiten Querschnitten gelangen will. Aber man kann doch auch hier daran denken, durch Verwendung magererer Mörtelmischungen, als sie bisher üblich, ein Mauerwerk zu schaffen, das mit großer Durchlässigkeit sich selbst gegen inneren Wasserauftrieb schützt und das gleichzeitig durch seinen niedrigen Einheitspreis Ersparnisse verspricht trotz der gewissen Querschnittsverstärkung, die man vielleicht mit Rücksicht auf geringere Druckfestigkeit zugestehen müßte. (Dahinzielende Vorschläge oder Versuche sind tatsächlich in neuerer Zeit mehrfach gemacht worden, meist in Verbindung mit dem Gedanken, die statisch in gewissem Sinne ungünstige Stützmauerform mit senkrechter Oberwand gegen eine den „Dachwehren" (S. 788) sich nähernde einzutauschen. Solche hätte zwar größeren Mauerwerksverbrauch, dafür aber den Vorzug größerer Unbeweglichkeit der Stützlinie. Ausführungen sind zurzeit noch keine bekannt geworden; die Frage verdient aber Anfmerksamkeit, da ihr große wirtschaftliche Bedeutung zukommt.

Der zweite interessante Gegenstand an der Chronicosperre — dem Ausgangspunkt dieser kleinen Abschweifung — ist die Dichtungsschicht, die sich gerade in wirtschaftlicher Beziehung wieder sehr vorteilhaft von der im deutschen Talsperrenbau üblichen unterscheidet, so sehr diese an sich den umfangreichen Anordnungen mit Gewölbevorlagen usw. überlegen ist.

Die Anordnung einer besonderen Schutzmauer mit Drainierung usw. kostet bei der Edertalsperre nach obigem etwa 24 M/qm (wobei zu bemerken ist, daß aus Sicherheitsgründen die Mitwirkung des Gewichts der Schutzmauer bei der Festigkeitsuntersuchung der Talsperre gewöhnlich nicht berücksichtigt wird). Die Dichtungsschicht der Chronicosperre würde dagegen in Mitteldeutschland bei 70 mm Stärke, 20 mm Putzauftrag und Siderosthenanstrich mit äußerstenfalls etwa 10 bis 12 M/qm herzustellen sein. Eine Dichtung mit Zementglattstrich und Pachytektabdeckung ist bei der Dreilägertalsperre des Landkreises Aachen um 3,60 M/qm ausgeführt worden. Wenn man berücksichtigt, daß es sich vielfach um sehr große, so zu dichtende Flächen handelt (Edertalsperre z. B. rd. 19 200 qm), so muß man zugeben, daß sich auf diesem Wege recht wertvolle Ersparnisse erzielen lassen.

Bei der Beurteilung darf man auch nicht übersehen, daß nach in Marklissa gemachten Beobachtungen Bachmanns auch die durch Blendmauern geschützte Dichtungsschicht unter dem Einfluß der Wärmebewegungen der Mauer haarfeine Risse erhält[1]), die zusammen mit ähnlich zu erklärenden feinen Ablösungsfugen des Mörtels im Winter an der Luftseite der meisten Sperrmauern feuchte Flecken auftreten lassen, Zeichen von Wasserdurchsickerung. Diese Erscheinungen sind nicht sehr bedenklich, weil sie insgesamt bei wärmerer Witterung wieder verschwinden. Schlimmere Folgen wird man sich aber auch bei Verwendung einer unbekleideten, bewehrten Dichtungsschicht nicht zu versehen haben. Ja, dort werden die Kälterisse unter dem Einfluß der Metalleinlagen noch gleichmäßiger verteilt und daher feiner und unschädlicher auftreten.

Um eine unbedingte Dichtigkeit zu erhalten, müßte man schon auf Dichtung mit einer Blechhaut zurückgreifen. Solche ist um das Jahr 1897 an einer bei Ogden (Utha) errichteten Sperre angewandt worden[2]) (vgl. Abb. 746). Bei einer Mauerhöhe von 30 m war dort ein Stahlverbrauch von rd. 2 t für den Breitenmeter nötig, was einem Mehrverbrauch von 25 bis 30 cbm/m Mauerwerk entspräche.

Neuerdings ist Ziegler-Claustal sehr warm für die Verwendung von Stahldichtung eingetreten, die er im Gegensatz zu bisherigen Ausführungen (mit durch Asphalt isoliertem

[1]) C. d. Bv. 15. VII. 1903.

[2]) C. d. Bv. 1897, S. 450 und Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 1897.

Digitized by Google

Blechmantel) gleichzeitig unter Weglassung des Asphaltanstrichs als Bewehrung einer Betonumhüllung wirken lassen will. Für die unteren Zonen sehr hoher Mauern könnte diese Bauweise wohl mit Vorteil verwendet werden; für Mauern mit Höhen von nicht mehr als 40 bis 50 m ist aber kein Anlaß vorhanden, zu dieser kostspieligen Ausführung überzugehen. Die Entwässerung der vordersten Mauerschicht sollte man aber auch bei Metalldichtung nicht sparen wollen, weil sie eine weitere Sicherheit bietet.

Sohlendichtung. Es ist eine gute und nur in Ausnahmefällen durchbrochene Regel, massive Sperrmauern nur auf Felsboden von genügender Festigkeit und Undurchlässigkeit abzustellen, selbst wo man dabei genötigt ist, in bedeutende Tiefen unter Talgrund hinabzugehen (vgl. Abb. 716). Von bewährten Ausführungen auf Kiesboden dürfte sich nur die, allerdings mit großem Kostenaufwand gegründete Dracsperre, Stauhöhe rd. 20 m (Abb. 544/45), nennen lassen. Eine der berühmtesten, alten spanischen Talsperren, die 50 m hohe Puentessperre[1]) (Abb. 717), ist, weil auf losen Baugrund, wenn auch mit 7 m hohem Pfahlrost, gegründet, durch Unterspülung zerstört worden.

Beim Bau der 50 m hohen Sperre (1785 bis 1791) hatte man ein innerhalb der Felssohle angetroffenes, ausgedehntes und sehr tiefes Sandloch, um an Kosten zu sparen, nicht ausgeräumt, sondern unter Verwendung eines Pfahlrostes einfach übermauert. 11 Jahre später drückte das Wasser unter der Mauer durch, spülte den Pfahlrost aus, und es entstand die in der Abbildung sichtbare, torartige Bresche. Bei der eintretenden Überschwemmung wurden 600 Menschen getötet. Bei der darauffolgenden Wiederherstellung der Mauer hat man dann das über 20 m tiefe Sandloch ausgeräumt und auf den anstehenden Felsen aufgemauert.

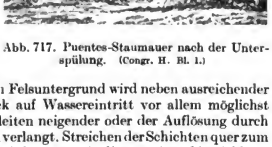


Abb. 717. Puentes-Staumauer nach der Unterspülung. (Congr. H. Bl. I.)

Von dem sonach als „normal" anzunehmenden Felsuntergrund wird neben ausreichender Druckfestigkeit und Gleichmäßigkeit, im Hinblick auf Wassereintritt vor allem möglichst dichtes Gefüge und Abwesenheit lehmiger zum Gleiten neigender oder der Auflösung durch Wasser unterworfener mineralischer Einlagerungen verlangt. Streichen der Schichten quer zum Tal und Einfallen nach aufwärts bezeichnet dabei für Schichtgestein die günstigste Möglichkeit.

Im übrigen muß durch geeignete Anordnungen dafür gesorgt werden, daß der Eintritt von Druckwasser unter die Bauwerksohle oder darunterliegende Schichtfugen nach Möglichkeit erschwert wird.

Bei den meisten ausgeführten Sperrmauern hat man sich hierbei darauf beschränkt, die Felssohle sehr sorgfältig durch Abtragen der faulen Schichten und Abspritzen mit Druckwasser zu reinigen, Fugen und Spalten mit Zement zu vergießen bzw. mit Beton auszufüllen, und darüber noch etwa eine sorgfältig gestampfte Schicht von Beton als Bett für das aufgehende Mauerwerk aufzubringen.

Bei der Möhnetalsperre hat man unmittelbar auf die Felssohle aufgemauert, weil man sich sagen durfte, daß das Mauerwerk so, wie es jetzt allgemein ausgeführt wird, gleichen Zusammenhang wie Beton und größere Dichtigkeit aufweist.

Zum weiteren Schutz hat man dann wohl noch einen Lettenfuß, vielleicht spornartig vertieft, an der Wasserseite vorgelegt, wozu noch die unterstützende Wirkung der Dammanschüttung kam. Auch auf gutem dichtem Felsen und bei bester Ausführung wird man aber hierbei der Verhinderung des Druckwassereintritts nicht völlig sicher, wie die bereits erwähnten Beobachtungen an der Öster- und Neyetalsperre zeigen. Es ist daher nur folgerichtig, wenn man neuerdings bei der Edertalsperre für eine vollkommene Entwässerung der oben durch einen 5 m tiefen Betonsporn sorgfältigst abgeschlossenen Sohle (Abb. 712) gesorgt hat, indem man im ganzen rd. 2000 m unglasierter Tonrohre 150 mm weit in sechs gleichlaufenden Längsringen eingebaut hat. Außerdem ist hier die Talsohle zwischen den Umleitungsgräben (Abb. 714) mit einer gestampften Lehmschicht bis auf Höhe 295,5 abgedichtet[2]).

[1]) C. H. Bl. 1902, I. und Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Bd. 34, S. 766.
[2]) Betonkalender 1909.
[3]) Ein weiteres Beispiel sehr schöner Durchbildung der Sohlendrainage siehe im Eng. Rec. 29. X. 1910.

Digitized by Google

Flankendichtung. Die nötige Abdichtung an den seitlichen Berghängen wird in der Regel, nämlich beim Vorhandensein guten Felsgrundes in genügender Weise durch kräftiges Einbinden in die Felslehne sicher zu stellen sein. (Abb. 725, Mauer). Als ein bemerkenswertes Beispiel einer andersartigen, schwierigen Verhältnissen angepaßten Ausführung sei die der Talsperre bei Sheffield[1]) hervorgehoben. Die Sandsteinschichten, auf die hier gebaut werden mußte, erwiesen sich seitlich weit hinein als verdrückt und undicht und man hat sich dadurch zu helfen gesucht, daß man beiderseits die Talhänge auf 800 m Länge durch Futtermauern abgedichtet hat, auf alle Fälle eine sehr kostspielige Sache (vgl. auch S. 1005). Interessante Abdichtungsarbeiten an der Gothaer Talsperre: siehe S. 1355.

Baustoffe und Baueinrichtungen. Da man, wie eben ausgeführt, massive Talsperren meist nur dort ausführt, wo guter Fels vorhanden ist, so ist im allgemeinen die Ausführung in Mauerwerk derjenigen in Stampfbeton vorzuziehen, zumal Beton in der Regel größere Wasserdurchlässigkeit ergeben würde. Wo Sperrmauern in reinem Betonbau ausgeführt wurden, war in der Regel der Mangel geeigneter Bausteine bei gleichzeitigem Vorhandensein von Betonkies dafür maßgebend (wie beispielsweise beim Dracwehr, Abb. 544).

Wo einmal Betonausführung gewählt ist, muß ein besonderes Augenmerk darauf gerichtet werden, einen innigen Zusammenhang in der ganzen Masse zu erzielen und die

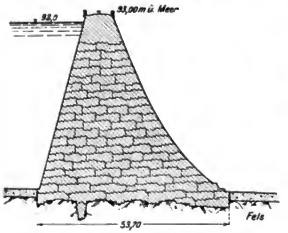


Abb. 718. Querschnitt. Maßstab 1 : 1200.

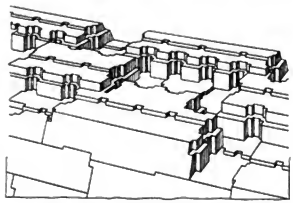


Abb. 719. Aufbau der Betonierung.

Abb. 718/19. Staumauer von Cristal Springs.
(Nach „Der Portlandzement und seine Verwendungen".)

Bildung von Trennungsfugen in den Schlußflächen der einzelnen Arbeitstage hintanzuhalten. Das ist an der Cristal Springs-Mauer bei San Francisco beispielsweise so erzielt worden, daß man den Beton in einzelnen mächtigen gezahnten Blöcken einstampfte, die gegeneinander in senkrechtem und wagrechtem Sinne vielfach versetzt, einen sehr innigen Verband erhielten (Abb. 718/19). Von europäischen Ausführungen wäre noch die im Jahre 1912 in Betrieb genommene Dreilägertalsperre bei Aachen zu nennen (Abb. 720), bei der auch der Mangel guter Bruchsteine ausschlaggebend für die Verwendung von Beton war. Es ist bemerkenswert, daß der Einheitspreis des Massenbetons hier (in Mischung $2^1/_2$ Traß $+ 1^1/_2$ Kalk $+ {}^1/_2$ Zement $+ 7$ Sand $+ 9$ Schotter) sich auf 20 M/cbm, also noch etwas teurer als Bruchstein-Massenmauerwerk an anderen Sperren jener Gegend gestellt hat bei einer Gesamtmasse von 70 000 cbm[2]).

Bei umfangreicheren Ausführungen weist schon die größere Höhe der erreichbaren Tagesleistung darauf hin, die Mauerung vorzuziehen, bei der die Arbeit in Beton- bzw. Mörtelmischung aufs möglichste zurückgedrängt und durch Verwendung großer Steinformate die Ausgiebigkeit erhöht wird. Als Mörtelbildner verwendet man im allgemeinen eine Mischung von Zement und hydraulischem Kalk, in Deutschland seit Intze noch mit Zusatz von Traß. Der Kalk- und Traßzusatz soll einmal ohne Erhöhung der Kosten eine

[1]) Eng. Rec. 17. IV. 1909.
[2]) Weitere Betonmauer: Griffindamm, Eng. Rec. 15. V. 1909.

Digitized by Google

fettere Mischung liefern, gleichzeitig verlängert er, namentlich der Traß, in wünschenswerter Weise die Abbindezeit. Dies ist wichtig, damit keine zu großen Mörtelverluste bzw. keine Verwendung bereits abgebundenen Mörtels eintritt und ferner deshalb, weil der Baubetrieb unter Umständen eine Verlegung der Rollbahngleise auf frisch aufgeführtem Mauerwerk verlangen kann. (Bachmann hat indessen[1]) nachgewiesen, daß es zum Schutz des unabgebundenen Mauerwerks gut ist, die Abbindezeit des Mörtels nicht allzusehr durch Zurückdrängung des Zementzusatzes zu verlängern, weil sonst die zu sehr verlängerte Abbindezeit sich wieder nicht günstig in den Turnus der Gleisverlegung einfügt.)

Eine weitere besonders wertvolle Eigenschaft des Traßzusatzes ist seine Fähigkeit, die Zugfestigkeit des Mörtels wesentlich zu erhöhen. Wenn diese Wirkung auch nicht soweit reicht, daß sie an sich, ohne weitere konstruktive Vorkehrungen, Sicherheit gegen das Auftreten von Kälterissen im fertigen Mauerwerk bietet, so ist sie doch auf alle Fälle sehr wertvoll.

Eine letzte wichtige Eigenschaft des Trasses beruht auf seinem Kieselsäuregehalt, der ihn befähigt, den überschüssigen Kalkgehalt des Zementes in unlöslichen kieselsauren

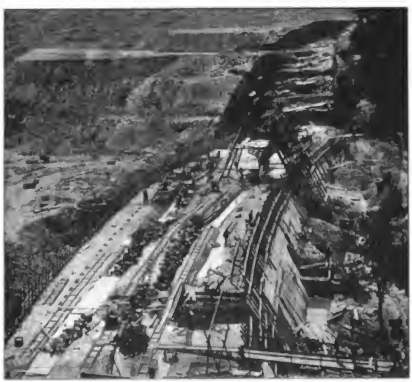


Abb. 720. Dreiläger-Talsperre (Betonmauer) im Bau.

Kalk überzuführen. Dadurch wird eine vorzügliche Beständigkeit des Mörtels und große Wasserdichtigkeit erzielt.

Aus all diesen Gründen wird die Kalk-Zement-Traßmischung seit Intze allgemein im deutschen Talsperrenbau verwendet.

Bei den hohen Anforderungen, die in bezug auf Dichtigkeit und Festigkeit, namentlich bei sehr hohen Staumauern, an den Mörtel gestellt werden, und bei den großen Massen, um die es sich vielfach bei den neueren Ausführungen handelt, darf die Frage der zweckmäßigsten Mörtelmischung ein großes praktisches, und nicht zuletzt wirtschaftliches Interesse beanspruchen. Für einigermaßen bedeutendere Bauausführungen wird es sich immer empfehlen, diese Frage für die von Fall zu Fall immer wieder anders gearteten

[1]) Im C. d. Bv. 15. VII. 1903.

Digitized by Google

Baustoffverhältnisse (Bruchsand, Flußsand usw.) durch gründliche Versuche (u. U. durch Vermittlung der staatlichen Materialprüfungsämter) zu klären[1]).

Eine Frage für sich ist es freilich, welche Anforderungen man in bezug auf Dichtigkeit und Festigkeit an den Mörtel, allgemeiner an das Mauerwerk, stellen will: Es wurde bereits oben (S. 947) auf die Möglichkeit hingewiesen, durch Anordnung einer zuverlässigen

Abb. 721a. Möhnetalsperre. Mauerungsbetrieb.

Abb. 721b. Möhnetalsperre. Ansicht von links vorn (Baustelle 1911).
(Aufn. Ruhrtalsp.-Ver.)

[1]) Als Beispiel für eine solche sorgfältig studierte und bewährte Zusammensetzung sei die beim Bau der Möhnetalsperre angewandte mitgeteilt.

	Zement	Kalkteig	Traß	Sand
3 Teile Kalktraßmörtel . . .	—	3	$4^1/_2$	$7^1/_2$
1 Teil Zementtraßmörtel . .	1	—	$^1/_2$	$4^1/_2$
Kalk-Traß-Zementmörtel . .	1	3	5	12

(Die hierbei verwendete Kalk-Traßmörtelmischung ist die im rheinischen Talsperrenbau seit langem übliche; sie ergab, im 75 mm starker Scheibe unter 25 m Wasserdruck erprobt, noch völlige Undurchlässigkeit.

Zum näheren Studium empfohlen: Unna, die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, Cöln bei Neubner.) Vgl. auch: „sur la capacité des mortiers hydrauliques", Ann. des p. et ch. Juli 1892. „Impervious concrete", Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Bd. 51, paper 960.

Digitized by Google

Dichtungshaut den Wassereindrang stark zu vermindern, und gleichzeitig durch Verwendung eines mageren, durchlässigen Mörtels das Auftreten von Unterdruck im Mauerwerk auszuschließen, was beachtenswerte wirtschaftliche Vorteile und unter Umständen in Verbindung mit einer ganz andersartigen Querschnittsform (Dachwehre!) auch in bezug auf Standfestigkeit gute Ergebnisse versprechen kann.

Mauerwerk. In Europa wurde bisher fast durchweg in Schichten gemauert, die oft noch schräg geneigt, wohl sogar gekrümmt nach dem Verlauf der rechnungsmäßigen Normalspannungen angelegt wurden (vgl. Abb. 721a). Für die Steingröße ist dabei in der Regel eine mäßige Grenze (bei der Edertalsperre: 0,3 cbm) festgesetzt; der Anteil des Mörtels am Kubikmeter fertigen Mauerwerks wird möglichst niedrig gehalten. (Edersperre: 30 v. H., sonst meist: 35 v. H.) Die Aufmauerung wird dabei in Streifen von außen

Abb. 722. Talsperre bei Mauer a. Bober. Baustelle im Herbst 1909. (Die Mauerung ist etwa bis auf Talwegshöhe fortgeschritten.)

Abb. 723. Schema der Gleisverlegung beim deutschen Mauerbau-Betrieb. (Centralbl. d. Bv. 15. 7. 1903.)

nach innen fortschreitend vorgenommen, wie es die Abb. 721, 722, 390, 723 erkennen lassen. Die Rollbahngleise laufen von den, wenn tunlich, immer hoch angelegten Bruch- bzw. Lagerungsstellen der Steine über Bremsberge herab und sind durch Weichen und Drehscheiben über die Mauerfläche verteilt. Wenn die zu beiden Seiten der Gleise emporwachsenden Steinpfeiler eine Höhe von etwa 1,5 m erreicht haben, werden die Gleise auf sie verlegt und die Zwischenräume ausgefüllt; dabei muß große Sorgfalt auf Fernhaltung von Erde usw. von der Maueroberfläche verwendet werden. Die einzelnen Steine selbst werden vor dem Vermauern in der Regel durch Abspritzen von anhaftenden erdigen Teilen gereinigt und zugleich, zur Schonung des Mörtels, genäßt. Die Anforderungen sind im norddeutschen Talsperrenbau — was hier nicht verhehlt werden soll — etwas sehr hoch gespannte und die Klagen der Unternehmer, die mit aus diesem Grunde z. T. mit den anfänglichen Preisen von 17 bis 18 M/cbm nicht auskamen, nicht ganz unberechtigt.

Im Gegensatz dazu ist bei den meisten amerikanischen Talsperrenbauten Schichtenmauerung grundsätzlich ausgeschlossen. Die Bruchsteine werden hier in unregelmäßiger Lagerung in ein sehr nasses Betonbett (Gußbeton) eingelegt. Der Anteil der, etwa in

Digitized by Google

Abb. 724. Bau der Olive Bridge-Staumauer. (Wasserwerk New York.)

Mischung 1:3:6 verwendeten Betonmasse steigt dabei auch nicht über 35 bis 40% und es wird darauf geschen, daß reichlicher, satt ausgefüllter Zwischenraum zwischen den einzelnen Blöcken bleibt, um gute Dichtigkeit zu erzielen.

Zur Herstellung der Sichtflächen, Wasser und Luftseite, hat man bei den neueren großen Mauerbauten mit Vorteil riesige Kunststeinblöcke verwendet, die mit Nut und Feder ineinandergreifen und so gleichzeitig die Schalung für den Kern aus Beton und zyklopischen Steinen bilden. Diese Ausführungsweise ist aus Abb. 724 zu ersehen.

Abb. 725. Talsperrenbau bei Mauer a. Bober. Blick auf den linken Bremsberg.

Die Hochführung des Zyklopenmauerwerks erfolgt natürlich auch in gleichmäßigen, annähernd wagrechten Lagen, aber — das ist der bezeichnende Unterschied: es wird streng darauf gehalten, daß keine durchgehenden ebenen Schichtflächen sich ausbilden, und daß die einzelnen großen Steine unregelmäßig wechselseitig nach oben und unten über- und ineinandergreifen.

Einen ungefähren Begriff von dieser Bauweise geben die Abb. 716, 724, 735; zum Vergleich mit der europäischen Ausführungsart können Abb. 725 (Bobersperre bei Mauer), auch 390 und 721 (Möhne) betrachtet werden.

Durch ausgiebige Verwendung von Auslegerkranen (Derricks) — beim Ashokan-Becken beispielsweise solche von je 10 t

Digitized by Google

Tragfähigkeit[1]) — und Seilbahnen ist es bei diesen amerikanischen Ausführungen ermöglicht worden, außerordentlich große Steinabmessungen (bis zu 3 bis 4 cbm) zuzulassen. Dadurch wird natürlich der Bedarf an menschlicher und maschineller Arbeitsleistung in bezug auf die Raumeinheit des Mauerwerks stark heruntergedrückt und in Verbindung mit der an sich besonders leistungsfähigen Baueinrichtung (von deren Anordnung und Wirkungsweise Abb. 726, 724 einen Begriff geben) eine sehr hohe Arbeitsleistung erreicht.

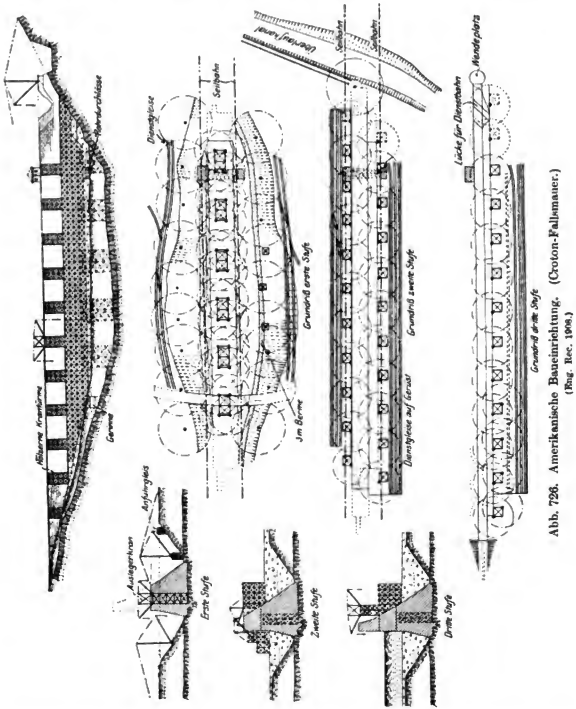


Abb. 726. Amerikanische Baueinrichtung. (Croton-Fallsmauer.) (Eng. Rec. 1908.)

Beispielsweise war lange Zeit die beste im deutschen Talsperrenbau erzielte Leistung an der Ennepesperre (rd. 90 000 cbm) 1904 auf einem Arbeitsraum von 2000 qm Grundfläche: 48 000 cbm im Jahr (7 Monate von durchschnittlich 21 Arbeitstagen), das sind im

[1]) Eng. Rec. 4. IX. 1909. Sperrmauer 75 m über Felssohle hoch, 305 m lang, Mauermasse 475 000 cbm.

Digitized by Google

Durchschnitt monatlich rd. 7000 cbm oder auf den Quadratmeter Grundfläche bezogen: 3,5 m Höhenfortschritt. An der Möhnetalsperre (290 000 cbm) wurden im Jahre 1911 in der Zeit von April bis Oktober mit 163,5 reinen Arbeitstagen 110 209 cbm geleistet, entsprechend einer mittleren monatlichen (23,4 Tage) Leistung von 15 744 cbm, der beste Monatsfortschritt war 21 690, der beste Tagesrekord 1190 cbm (Mai). Die tägliche Arbeitszeit betrug dabei 11 Stunden, und es wurden mit durchschnittlich 244 Maurern 15723 Tagewerke benötigt[1]), entsprechend einer Durchschnittsleistung von 2,74 cbm/Tagewerk (im Mai: 2,84).

In Amerika hat man aber schon früher ähnliche und neuerdings noch nicht unwesentlich höhere Leistungen erzielt:

Bei der Crotonmauer (Abb. 726) hat man einen Monatsrekord von 19 000 cbm erreicht.

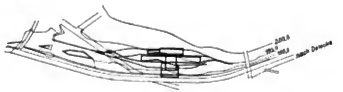


Abb. 727a.

Abb. 727c.

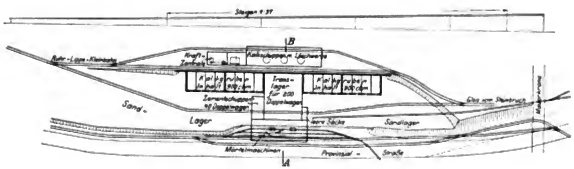


Abb. 727b.

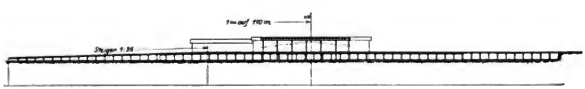


Abb. 727d.

Abb. 727. Mörtelbereitungsanlage an der Moehnetalsperre.
(a = Lageplan, Maßstab 1 : 7000; b = Grundriß, Maßstab 1 : 2150; c = Querschnitt A—B, Maßstab 1 : 1400; d = Längenschnitt, Maßstab 1 : 1400.)

Beim Olive Bridge-Damm des Ashokan-Beckens (Abb. 724) gar wurde im Jahre 1909 vom 20. IX. auf 20. X. ein Monatsrekord von 27 000 cbm auf einer Arbeitsfläche von rd. 6900 qm (3,9 m Höhenfortschritt), und noch in der folgenden ungünstigen Zeit (20. X. bis 20. XI.) eine Monatsleistung von 21 000 cbm erreicht[2]).

Dabei waren nur 150 Mann auf der Mauer und 100 beim Mörtelbereiten usw. beschäftigt und die tägliche Arbeitszeit betrug nur 8 Stunden!

Solche Leistungen setzen natürlich voraus, daß auch die Gewinnung der Mauersteine, infolge reichlicher natürlicher Steinvorräte und günstiger Lage der Steinbrüche und ferner die Mörtelbereitung mit dem Arbeitsfortschritt Schritt zu halten vermag. Beispielsweise dauerte es an der Möhnetalsperre hauptsächlich deshalb mehrere Jahre, bis höhere Leistungen erzielt wurden, weil sich hier, wo die Steine größtenteils 10 km weit angefahren werden mußten, recht erhebliche Schwierigkeiten ergeben hatten[3]). Umso besser bewährte sich

[1]) Nach Mitteilung der Direktion des Ruhrtalsperrenvereins.
[2]) Eng. Rec. 13. VI. 07, 4. IX. 09, 22. I. 1910.
[3]) Vierter Arbeitsbericht der Bauleitung.

Digitized by Google

dafür die dort vom Bauherrn, dem Ruhrtalsperrenverein selbst angelegte und dem Unternehmer zur Verfügung gestellte Mörtelstation (Abb. 727), die für eine tägliche Mauerwerksleistung von 1100 cbm bemessen war. Sämtliche hier aufgestellten Baumaschinen, Kalkrührwerke, Mörtelmischer, Pumpen, Aufzüge wurden elektrisch angetrieben, die Kraft wurde von einer eigens angelegten feststehenden Dampfkraftanlage geliefert.

Auf alle Fälle bedarf die wirtschaftliche Bedeutung einer möglichst schnellen Arbeitsweise kaum einer besonderen Betonung (Bauzinsen!) angesichts der an sich immer noch sehr langen Bauzeit großer Staumauern (Möhnetalsperre $4^1/_2$ Jahre). Für die unmittelbare wirtschaftliche Überlegenheit der amerikanischen Baueinrichtungen für große Anlagen spricht auch der Umstand, daß der Vertrag über den Bau des Olive Bridge-Dammes für das Massenmauerwerk nur einen Einheitspreis von 18,7 M/cbm enthält[1]), genau ebensoviel wie beispielsweise derjenige der Edertalsperre, während man sonst gewohnt ist, für amerikanische Bauausführungen Einheitspreise zu finden, die die europäischen um 25 bis 40% übersteigen.

Aber auch in bezug auf Güte kann man bei näherer Betrachtung dazu gelangen, das amerikanische Talsperrenmauerwerk neben dem Schichtenmauerwerk mindestens als gleichgestellt, wenn nicht überlegen anzusehen: Die Mauerung in Schichten ist augenscheinlich der älteren, hauptsächlich nur die Normalspannungen berücksichtigenden Berechnungsweise angepaßt, dagegen entspricht die Zyklopenbauweise eher der neueren Anschauungsweise, die den Schubspannungen eine überwiegende Bedeutung zuerkennt und zu ihrer Ermittelung den Mauerkörper als homogen ansieht. Auch in bezug auf Wasserdichtigkeit (bei Anwendung ausreichender Drainierung ein nicht allzu wörtlich zu nehmender Ausdruck) wird diese Bauweise trotz der etwas reichlicheren Beteiligung des Betons kaum ungünstiger beurteilt werden dürfen, denn es bilden sich die Haarrisse am ersten in den Berührungsfugen von Stein und Mörtel, und diese geben bei der Schichtenmauerung leichter bequeme und kürzere Wasserwege als hier, sind zudem in viel größerer Zahl und größerem Umfang vorhanden.

Man darf daher wohl sagen, daß unter gleichen Verhältnissen die amerikanische Bauweise technisch der europäischen mindestens gleichwertig und wirtschaftlich oft überlegen ist.

Indes ist dieses Urteil inbezug auf deutsche Verhältnisse noch etwas näher zu begrenzen: einmal verlangt der Zyklopenbau, wenigstens mit wirklich „zyklopischen" Steinen ausgeführt, wie angedeutet, eine ganz andere Baueinrichtung als bisher üblich und dem Materialbestand der deutschen Unternehmer entsprechend. Er käme also nur bei sehr großen Anlagen — wie sie indes doch auch mehr und mehr die Regel werden — in Betracht, weil nur dort eine ausreichende Ausnutzung solcher neu zu beschaffenden Einrichtungen zu erwarten wäre. Und auch da bildet vielleicht die größere Billigkeit der menschlichen Arbeit gegenüber amerikanischen Verhältnissen einen gewissen Erschwerungsgrund. Ein verheißungsvoller Anfang ist indessen bei der Edertalsperre zu verzeichnen. Dort sind drei weitgespannte Seilbahnen an Stelle der alten Bremsberge in Gebrauch genommen worden, freilich noch in Verbindung mit auf dem Mauerwerk selbst verlegten Gleisen ohne Auslegerkrane. Abb. 728 gibt einen Überblick über die Baustelle im Jahre 1911, zeigt das stufenweise Aufwachsen des Mauerwerks, und die Verteilung der großen Mörtelkübel durch die mit je einem Führer besetzten großen Laufkatzen der Seilbahnen. Der Vorteil der weitgehenden Freihaltung der ganzen Bauwerksgrundfläche für den Mauerungsbetrieb wird im Vergleich dieser Abbildung mit den Aufnahmen älterer Bauplätze (722, 390) recht anschaulich.

Für den vollständigen Übergang zur amerikanischen Bauweise mit Großblöcken und der entsprechenden Bauanordnung mit Auslegerkranen fehlt es indessen in Deutschland — was bei der Beurteilung der bisherigen Entwicklung nicht übersehen werden darf — auch vielfach an geeignetem Steinmaterial.

Liegen doch die ältesten Intzeschen Sperren und heute noch die meisten deutschen überhaupt im Schiefergebirge, dessen Bruchsteine zu einer schichtenmäßigen Aufmauerung mit kleinen Steinformaten geradezu auffordern.

[1]) Mittlg. des städtischen Wasserwerks New York bzw. des Talsperrenbauamtes Hemfurt.

Digitized by Google

Daß auch die „Schichtenmauerung" in Massengebirgen schon ganz von selbst etwas vom Ansehen des Zyklopenmauerwerks annimmt, und daß hier die Unterscheidung halbwegs nur noch eine theoretische bleibt, zeigt ein Blick auf Abb. 725 (Talsperre bei Mauer: Gneis) gegenüber 721 (Möhne: Grauwackeschiefer).

Bei alledem darf man sich indessen nicht verhehlen, daß für deutsche Verhältnisse die angedeuteten Ersparnismöglichkeiten, so wünschenswert ihre Ausnutzung ist, im allgemeinen sich in mäßigen Grenzen halten werden: das Talsperrenmauerwerk stellt sich bei den neueren großen Sperren (Möhne, Mauer, Eder) alles in allem vom gewachsenen Fels bis zum fertigen Mauerwerk (ohne Sichtflächenaufbesserung usw.) auf etwa 18 bis 20 M/cbm. Dabei ist beispielsweise die Möhnetalsperre im ganzen mit 290 000 cbm Mauerwerksmasse ohne Grunderwerb und Nebenanlagen zu rd. 7 Mill. M. oder zu 24 M/cbm veranschlagt. Der Unterschied zwischen 24 und obigen 19 M/cbm entspricht dabei ungefähr der Verteuerung der Anlagen durch Umlaufstollen, Grundablässe, Verblendmauerwerk, Dich-

Abb. 728. Edertalsperre. Baustelle 1910.

tung usw. Ferner enthält aber der Anschlag der Möhnesperre für Grunderwerb, Straßen- und Brückenbauten noch 14 Mill. M., voll das Doppelte der Mauer-Kosten! Bei der Edersperre mit gleichfalls 290 000 cbm Mauermasse ist das Verhältnis etwas günstiger: 7,95 zu 9,85 Mill. M.

Auf alle Fälle ist klar, daß schon eine bedeutende Verbilligung der reinen Mauerungskosten dazu gehören würde, um eine im Vergleich zum Gesamtaufwand ansehnlich zu nennende Ersparnis zu erzielen.

Wärmedehnungen und Schutzvorkehrungen.

Da die Staumauern in der Regel in der wärmeren Jahreszeit (April bis November) ausgeführt werden, so neigen sie später zur Bildung von Frostrissen. Die Eigenschaft des hydraulischen Mörtels, sich beim Abbinden zu erwärmen, steigert diese Gefahr. (Nebenbei gesagt, ist es ein weiterer Vorzug des Traß-Zement-Kalkmörtels vor dem reinen Zementmörtel, der schneller abbindet: sich weniger stark zu erwärmen.)

Digitized by Google

Die Wärmedehnungsziffer beträgt nach Beobachtungen von Mattern[1]) für Zementtraßbeton für ein Grad Celsius 0,0000123 und für Bruchsteinmauerwerk in Traß-Zementmörtel 0,0000078. Daraus ergibt sich, daß z. B. eine Zugbeanspruchung von 40 atm, die schon nahe an der Festigkeitsgrenze des besten Traß-Zementmörtels liegt, bei einer Temperaturdifferenz von $\frac{40}{150000 \cdot 0{,}0000123 \text{ bis } 0{,}0000078}$[2]) = 21 bis 34 Grad erreicht wird. Da indes eine Zugfestigkeit von 40 atm im Mörtel der ausgeführten Sperrmauern mindestens an zahlreichen Stellen nicht voll vorhanden sein wird, so sind schon geringere Temperaturunterschiede gefährlich.

Durch sorgfältige Beobachtungen an der 30 m hohen und am Fuß 17 m starken Boontonmauer hat der amerikanische Ing. Merriman[3]) festgestellt, daß Temperaturunterschiede von 20 Grad Celsius im Kopf einer oben 5 m starken Bruchsteinmauer und solche von 10 bis 15 Grade noch in halber Mauerhöhe bei einer Mauerstärke von 10 m vorkommen — alles in der Querschnittsachse beobachtet und unter den klimatischen Verhältnissen von Nordamerika, die nur wenig schroffer sind als diejenigen von Deutschland. Bei schwächeren Mauerkörpern muß dementsprechend die Wirkung noch eine viel stärkere sein.

Tatsächlich hat man an den meist im Grundriß geradlinig angelegten amerikanischen und englischen Mauersperren vielfach bedeutende Rißbildungen beobachtet. Beispielsweise an der neuen Crotonmauer[4]), an der Cross-Riversperre, der 900 m langen Blackwatersperre in Schottland[5]) und manchen anderen. Diese Risse traten beispielsweise bei der Crotonsperre in ziemlich regelmäßigen Abständen von etwa 30 m auf, hatten ihre größte Weite an der Krone mit etwa 6 mm und verloren sich mit zunehmender Mauerstärke nach unten bei einer Mauerdicke von 12 bis 14 m. Nach angestellten Beobachtungen öffneten und schlossen sie sich entsprechend dem Gang der äußeren Temperatur im Jahreslauf. An den größeren Rissen traten beträchtliche Quellen durch, an den kleineren wurde nur eine starke Durchfeuchtung der Maueroberfläche bemerkt. Für das örtliche Auftreten der Risse war mach den angestellten Beobachtungen der vorhergegangene Verlauf der Aufmauerung wenig maßgebend, die Risse durchqueren in der Regel die beim Baubetrieb eingehaltenen Begrenzungslinien der einzelnen Absätze. Dagegen fand man, daß die Risse sich mit Vorliebe in der Nähe von plötzlichen und starken Querschnittsänderungen der Mauer, also entweder bei Absätzen im Talquerschnitt oder bei scharfen Mauervorsprüngen, Anbauten für Schieberhäuser usw. herausbilden. Von wesentlichem Einfluß auf die Größe und Zahl der Risse war es auch, ob die Aufmauerung übermäßig beschleunigt betrieben wurde, oder ob dem Mauerwerk mehr Zeit zum Setzen und zur Abgabe der Abbindewärme gelassen wurde.

Bei der Cross-Rivermauer hat man versucht, durch Einlage von starken längslaufenden Formeisen in den Mauerkopf eine zwangsweise Verteilung der Risse zu erzwingen und dadurch das Auftreten der unangenehm großen örtlich konzentrierten Hauptrisse zu verhindern. Das ist dort nicht gelungen, wohl deshalb, weil man nicht stark genug bewehrte — angesichts der Massigkeit der Krone (5 m Stärke) wohl auch wirtschaftlicherweise nicht stark genug bewehren konnte. Bei dünneren Mauerquerschnitten wäre dies Mittel nicht ohne weiteres von der Hand zu weisen.

Im deutschen Talsperrenbau wendet man nach Intzes Vorgang allgemein die gekrümmte Grundrißform mit Erfolg als Schutzmittel gegen Schwindrisse an. Da bei dieser Anordnung die Mauerkrone, die ja in erster Linie gefährdet ist, die Möglichkeit hat, seitlich unter Eintritt geringer Biegungsspannungen auszuweichen, so wird tatsächlich der angestrebte Erfolg, sowohl gegenüber Wärmedehnung, wie auch gegenüber der wechselnden Belastung durch die schwankende Wasserfüllung, erreicht. Man hat beispielsweise mit Hilfe der meistens eingebauten genauen Meßvorrichtungen an der nach einem Halbmesser von 125 m gekrümmten, in der Krone 160 m langen Remscheider Talsperre einen Gesamtausschlag von 27 mm beobachtet. Vor allem ist bei der Gewölbeform vorteil-

[1]) Vgl. C. d. Bv. 19. VII. 1911.
[2]) 150 000 = Elastizitätmodul von Beton.
[3]) Vgl. Trans. Amer. Soc. Civ. Eng. Bd. 61, S. 399 (1908).
[4]) Vgl. Eng. Rec. 9. V. 1908 und Trans. Amer. Soc. Civ. Eng. Bd. 61, S. 399 (1908); auch Annual Report Geolog. Survey 1896/97, IV, S. 680.
[5]) Proc. Instit. Civ. Eng. 14. XI. 1911.

Digitized by Google

haft, daß, wenn Risse vorhanden sind, bei eintretender Füllung der Wasserdruck auf ihr Schließen hinwirkt. Daß tatsächlich unter Umständen trotz der Bogenform das Auftreten von Rissen möglich ist, namentlich bei dünneren Mauern, beweisen die Beobachtungen Matterns beim Bau des Betonkernes der oberen Dammanlage bei Solingen (S. 610). Hier traten bei — 15° Frost an dem in der Krone nur 1 m starken Mauerkern zwei senkrechte Risse nahe den Hauptanschlüssen auf (die sich freilich mit Zement dichten ließen und seither unter der schützenden Erddecke gewiß nicht wieder aufgetreten sind).

Wenn man auch die Rißgefahr für die massigen Stützmauerquerschnitte gering einschätzen darf, solange es sich um Kronenlängen von nicht über 200 bis 300 m handelt, so kann man doch bei längeren Mauern, namentlich auch längeren Mauersohlen, die Frage aufwerfen, ob die Bogenform noch den gewünschten Erfolg gewährleistet. Dazu kommt, daß man mit wachsender Mauerlänge die Krümmung der Grundrißlinie wohl oder übel verhältnismäßig schwächer annehmen muß, wenn man nicht einen ganz unverhältnismäßig großen Mehraufwand an Mauerwerk erhalten will. Auch ohnedies bleibt noch solch ein recht fühlbarer Mehrbedarf, auch können die Anschlußwinkel leicht ungünstig werden (vgl. Möhne, Parabelbogen, S. 597). So wäre wohl zu überlegen, ob man bei größeren Mauerlängen doch nicht besser wieder zu den in Amerika und England gebräuchlichen geraden Mauergrundrissen zurückkehren soll, unter Anwendung künstlich gedichteter Dehnungsfugen als Schutz gegen Ausbildung „wilder" Risse[1]). Bei der 305 m langen und durch Flügeldämme mit Betonkern auf im ganzen 1460 m verlängerten Olive-Bridge-Sperre der Stadt New York sind solche Fugen ausgeführt worden[2]) (Abb. 724). Die Mauer ist hier in Streifen von 27,5 m Länge aufgeteilt, die Fugen erhielten zur besseren Abdichtung im Grundriß mehrere rechteckige Nuten, in die von der Nachbarwand entsprechende Federn eingreifen. Die Nutenseite ist aus mächtigen Kunststeinblöcken von 75/75/210 cm Ausmaß aufgemauert, die Federnseite wird gegen diese Blockwand einfach mit ausgewählt feinem Beton angestampft. Durch vorausgeschicktes Einfetten wird dabei das Anbinden verhindert. Eine unbedingte Dichtigkeit werden diese Fugen wohl kaum bekommen; das Aussehen der Luftseite der Mauer wird infolgedessen wohl immer etwas unansehnlich bleiben, ohne daß indessen die Sicherheit des Bauwerks deshalb beeinträchtigt wäre. — Vielleicht ließe sich eine erheblich bessere Abdichtung dadurch erzielen, daß man außer einer Anzahl Nuten und Federn von rechteckiger Form noch in nächster Nähe der Wasserseite eine keilige Doppel-Nut anordnete, in die beim Aufmauern ein plastischer Asphaltmörtel eingestampft würde. Unter dem Einfluß der Dehnungsbewegungen der Mauer und des unmittelbaren Wasserdruckes würde sich die Füllung im Laufe der Zeit nur immer dichter zwischen die Trennungsflächen einarbeiten.

Noch größere Sicherheit, freilich auch etwas höhere Ausführungskosten würde eine Metalldichtung (nach Vorschlag von Baurat Ziegler-Claustal, im Betonkalender 1909) bieten. Die Ausführung müßte man sich wohl etwa in Form einer federnden, im Grundriß wellig gewölbten Kupferblechtafel denken, die in eine spielraumgebende, offene Nute wasserseits der Flucht der Saugsickerrohre einzubauen wäre (vgl. auch Abb. 871a und 1067).

Bei Verwendung derartiger Anordnungen hätte man beispielsweise bei der, noch in besonders flachem Parabelbogen angelegten Möhnetalsperre schon etwa 15 m Mauerlänge sparen können. Dies hätte überschläglich gerechnet etwa $\frac{3}{4} \cdot 15 \cdot 681 = 7700$ cbm Mauerwerk zum Gesamtdurchschnittspreis von 22 M. = 170 000 M. Ersparnis entsprochen. Rechnet man für die Herstellung von 10 Trennungsfugen, hoch, mit 70 000 M. (Kupferblech 3 mm stark, 1,2 m breite Platten: 20 000 M., Mehrarbeit: 50 000 M.), so bleibt noch eine beträchtliche Ersparnis übrig, die genug Anreiz bieten sollte, um in ähnlichen Fällen von der Bogenform abzulassen.

Gewölbesperren.

Etwas anderes wäre es freilich, wenn man die gebogene Grundrißform der Talsperre auch noch bei der Festigkeitsuntersuchung in Rechnung stellen könnte, indem man die Mauer als ein liegendes Gewölbe auffaßte. Diese Möglichkeit, die nach Theorie und Beobachtung für Mauern von mäßiger Länge, etwa bis 200 m, tatsächlich gegeben ist,

[1]) Baurat Ziegler-Claustal hat zuerst, schon seit längerer Zeit, diese Lösung empfohlen.
[2]) Eng. Rec. 4. IX. 1909.

Digitized by Google

hat man im europäischen Talsperrenbau bisher noch fast nie ausgenutzt. Vielmehr betrachtete man die Gewölbewirkung immer nur als eine willkommene Reserve zur Erhöhung der Sicherheit der im übrigen als reine Gewichtsstützmauern berechneten Sperren. Bei Berücksichtigung der Gewölbewirkung wäre man zu viel geringeren Querschnittsabmessungen gelangt, als sie die Abb. 363, 377 beispielsweise zeigen.

Das Wesentliche an der Wirkung stark gewölbter Mauergrundrisse ist das Zusammenarbeiten der in den senkrechten Querschnitten übertragenen Gewölbedrücke mit den, in wagrechten Schnitten wirksamen Biegungsspannungen der einfachen Gewichts-Stützmauer. Wie bei allen statisch unbestimmten Konstruktionen gehen diese Kräfte dahin, wo sie den größten Widerstand finden, d. h.: je schwächer man die Mauer als Stützmauer ausbildet, um so mehr beteiligt sich ihre Bogenform an der Lastübertragung nach den Widerlagern: den seitlichen Hängen — die natürlich bei solcher Beanspruchungsweise unbedingt fest und zuverlässig sein müssen. — Aus dem gleichen Grunde nimmt auch das Verhältnis, in dem sich die Bogenform an der Kraftübertragung beteiligt, von der Krone einer gegebenen Mauer nach dem Fuße zu ständig ab, entsprechend der geringeren Beweglichkeit des unteren, massigen und dazu im Talgrund verspannten Mauerteils.

Daß man auf die zur Sicherstellung der Bogenwirkung nötige elastische Beweglichkeit tatsächlich rechnen darf, geht aus den obenerwähnten Beobachtungen an der Remscheider Talsperre hervor.

(Die rechnerischen Grundlagen zur Erkenntnis dieser Wirkungen sind besonders ausführlich in den Verhandlungen der American Society of Civil Engineers (März bis September 1904) erörtert und von Mattern im Centralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 217 kurz in einer zusammenfassenden Darstellung wiedergegeben, deren Studium zur näheren Einführung empfohlen sei.)

Der Grundgedanke der Berechnungsweise ist der, sich die Stauwand das eine Mal durch senkrechte Querschnitte in Scheiben, das zweite Mal durch wagrechte Schnitte in liegende Ringe aufgelöst zu denken. Die senkrechten Scheiben wirken als reine Stützmauern, und ihre Durchbiegungen lassen sich auf Grund der Elastizitätslehre berechnen. Die wagrechten Ringe wirken als reine Gewölbe, deren Durchbiegungen sich gleichfalls berechnen lassen. Die wirkliche Verteilung der Beanspruchung innerhalb der Mauer einerseits nach dem Stützmauergesetz, andererseits nach dem Gewölbegesetz, erhält man, wenn man die Bedingung einführt, daß die Durchbiegungen für die zusammenfallenden Punkte der Stützmauerscheiben und der Gewölbescheiben gleich sein müssen. Handelt es sich dabei um Mauern, die im Verhältnis zur Länge und Höhe sehr dünn sind, so kann man, mindestens in den oberen $^9/_{10}$ der Höhe die Stützmauerwirkung ganz unberücksichtigt lassen und auf alle Fälle die Verteilung der Gewölbespannungen nach der vereinfachten Ringspannungsformel berechnen: $\frac{\text{Wasserdruck} \cdot \text{Gewölbehalbmesser}}{\text{Gewölbequerschnitt}} = \text{Normalspannung}$.

Abb. 729. Zolastaumauer bei Aix (Prov.) Maßstab 1 : 666. (Congr. H. Bd. I.)

Dabei ergibt sich auch eine wirtschaftliche Grenze für die Überlegenheit der Gewölbesperre gegenüber der reinen, geradlinig angelegten Gewichtsstützmauer. Denn bei größeren Talbreiten müßte man unter Umständen, um innerhalb der zulässigen Beanspruchungen bei mäßiger Mauerstärke zu bleiben, den Mittelpunktswinkel der Mauer so groß machen, daß die Ersparnis im Mauerquerschnitt durch Mehrmaß in der abgewickelten Mauerlänge aufgewogen wird. Fragen dieser Art sind im Einzelfall durch vergleichende Entwürfe zu entscheiden. Die deutschen Stützmauersperren haben meist Halbmesser gleich 1,0 bis 0,8facher Sehne.

Zur Veranschaulichung der mit Wölbsperren erreichbaren Baustoffersparnisse sollen aus der großen Reihe der bereits (namentlich in Amerika zahlreich) erstellten[1]) hier einige hervorragende Beispiele beschrieben werden. Im Zusammenhang damit können dann noch einige Bemerkungen über Ausführung und Bewährung angebracht werden.

[1]) Vgl. außer den hier angeführten: Schuyler, Res.; Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 1904, März bis Sept.; Eng. Rec. 14. X. 1905, 2. IV u. 21. V. 1910; C. d. Bv. 1905, S. 217; Eng. News 27. X. 1910.

Digitized by Google

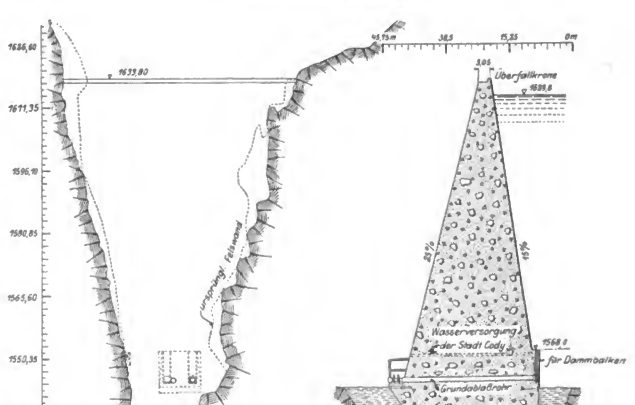


Abb. 730/31. Shoshonesperre. Tal- und Mauerquerschnitt. Maßstab 1 : 1000.
(Abb. 730—38 nach Orig. vom U. S. Reclam.-Serv.)

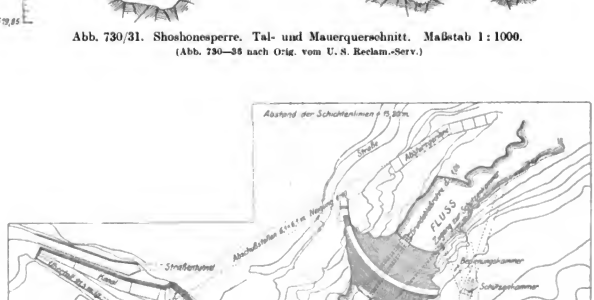


Abb. 732. Shoshonesperre. Lageplan. Maßstab 1 : 3333.

Digitized by Google

Die Zolasperre[1]), für die Wasserversorgung von Aix (Provence) im Jahre 1850 errichtet, sperrt eine am Grunde nur 7 m, in 38 m Höhe erst 67 m weite Schlucht in einem Bogen von 48 m Halbmesser ab (Abb. 729). Die Drucklinie für Stützmauerwirkung fällt hier am Fuß ganz aus dem Querschnitt heraus. Es ist also in erster Linie der Gewölbewirkung zu danken, wenn das Bauwerk steht.

Verschiedene durch die ungewöhnliche Größe der Abmessungen hervorragende Anwendungen des Tonnengewölbes sind in den letzten Jahren von der amerikanischen

Abb. 733. Shoshonesperre. Luftseite.

Staatsbauverwaltung (United States Reclamation Service) gemacht worden: Die Barossasperre (Eng. News 2. Sept. 1905) schließt eine Steilschlucht von 110 m Weite, in Kronenhöhe gemessen, mit einer Stauhöhe von 24,4 m ab. Die Höhe der nach einem Halbmesser von 61 m gekrümmten Mauer über Gründungssohle ist 34 m, dabei beträgt die Stärke in Gründungssohle nur 12,2, in Kronenhöhe 1,4 m. Der Pathfinderdamm (1910 fertiggestellt) im Staate Wyoming hat eine größte Höhe von 64 m über Talsohle, eine Fuß-

[1]) C. H. Bl. 1902, I, S. 258.

Digitized by Google

stärke von 28,65 und eine Kronenstärke von 3,05 m. Er sperrt eine tief eingeschnittene Felsschlucht mit nur 69 m oberer Weite in einem Bogen von 45 m Halbmesser ab. Die noch bis zu 9 m den Schluchtrand überragenden Flügelmauern sind geradlinig und als Stützmauern angelegt. Die Wärmeunterschiede in der Gegend sind sehr groß, die Grenzen: — 40 und + 38° C. (Das in den Tälern des Platte- und Sweetwaterflusses gebildete Becken hat, nebenbei gesagt, 1200 Mill. cbm Inhalt.) Die Rooseveltsperre in Arizona hat eine Höhe von 86 m über Gründungssohle, eine Länge von 64 m in Niederwasserhöhe und von 238 m in der Krone. Die Fußstärke ist 51,8, die Kronenstärke 4,9 m. Der Krümmungshalbmesser beträgt 122 m.

Abb. 734. Shoshonesperre. Blick in die Grundausschachtung.

Die Shoshonesperre, bis 1912 die höchste Staumauer der Welt, ist gleichfalls in einer engen, in Granit eingeschnittenen Schlucht errichtet (Abb. 730 bis 736)[1]). Die Kronenhöhe über Talsohle beträgt hier 74,7 m, über Gründungssohle dagegen infolge der sehr schwierigen Untergrundverhältnisse, vgl. Abb. 734) 99,5 m. Die Kronenstärke ist 3,0 m und mit 15 bzw. 25% Anzug wird die größte Stärke an der Flußsohle mit 33 m erreicht. Von da an sind beide Begrenzungsflächen senkrecht. Der Krümmungshalbmesser ist nur 45 m, die Kronenlänge 61, die Fußlänge nur 21 m. Der Mauerkörper, der wegen eigenartiger Wasserverhältnisse im Winter aufgeführt werden mußte, ist gleich den vorher erwähnten aus Zyklopenbeton, aber mit verhältnismäßig kleinen Steinen, Höchstgewicht 90 kg, ausgeführt, weil die Enge der Schlucht die Verwendung von Auslegerkranen ausschloß.

Abb. 735 gibt ein gutes Bild von der Art der Ausführung hinter Verschalungen, die durch Rundeisen in das bereits fertige Betonmauerwerk verankert und stufenweise höher geführt wurden. Trotz der gewaltigen Stauhöhe und Gründungstiefe enthält diese Mauer im größten Querschnitt, Gründung voll gerechnet, nicht mehr als 2140 qm, während eine nach dem Möhnequerschnitt (Abb. 387), ohne Rücksicht auf den erschwerenden Einfluß der Schubspannungen, umgerechnete Mauer von solcher Höhe mindestens $\left(\frac{74,7}{40,3}\right)^2 \cdot 690 + 34,2 \cdot \frac{74,7}{40,3} \cdot 25 = 3940$ qm (Gründung nicht mitgerechnet) enthalten müßte.

Reine Gewölbesperren. Im Gegensatz zu den bisher beschriebenen, immer noch annähernd 50% ihrer Festigkeit der Stützmauerwirkung des sehr starken Querschnitts verdankenden Ausführung, stehen andere von großer Kühnheit, die fast rein nur als Gewölbe wirken.

Die Rio-Grandesperre auf dem Isthmus von Panama hat bei 16,6 m Höhe nur 4 m Sohlenstärke, die Bärentalsperre in Kalifornien hat 18,3 m Höhe, eine Sohlenstärke von

[1]) Vgl. auch Eng. Rec. 23. Juli 1910.

Digitized by Google

6,7 m, aber schon in 4 m Höhe über der Talsohle nur noch eine Mauerstärke von 2,7 m. Dabei ist der Bogenhalbmesser verhältnismäßig groß: 78 m bei 50 m Kronenlänge. (Die Spärlichkeit der Mittel, die Kostspieligkeit des Antransports der Baustoffe über eine Entfernung von über 100 km in unwegsamer Gegend haben hier zu dieser ebenso kühnen wie wirtschaftlichen Bauweise den Anstoß gegeben.)

Eine ganze Reihe sehr schön durchgebildeter Gewölbesperren ist in den Jahren 1896 bis 1907 durch den engl. Ingenieur Wade in Neu-Südwales aufgeführt worden. Abb. 737 zeigt den Querschnitt der größten dieser Mauern, mit einer Höhe von 26,65, einer Gesamtlänge von 67,36 und einem Gewölbehalbmesser von 30,5 m. Eine andere, weniger hohe, aber im Querschnitt noch kühner angelegte von diesen Mauern zeigt Abb. 738. Die größte Höhe ist 14,02, Gesamtlänge 195,0, der Gewölbehalbmesser 76,2 m. Die Mauerpressung steigt hier auf 27,3 atm. Außer diesen beiden führt der Bericht von Wade noch weitere, ähnlich angelegte Mauern auf, die alle nur 0,9 bis 2,14 m Kronenstärke und 2,6 bis 7,3 m Fußstärke bei Höhen von 7,6 bis 19,8 haben. Ein ausführliches Verzeichnis derselben mit allen wichtigen Maßangaben ist nach dem engl. Bericht im Centralblatt der Bauverwaltung 1911, S. 293 veröffentlicht. Die Mauer der Abb. 737 (Lithgow II) mußte aus Sandsteinblöcken aufgebaut werden, und hat nur zum Schutz gegen Verwitterung einen Betonmantel bekommen; die Beanspruchung beträgt hier nur 11 atm. Die Mauer der Abb. 738 (Cootamundra) dagegen besteht ganz aus Stampfbeton. Mischungsverhältnis: 1 Zement: $2^1/_2$ Sand: 5 Grus und Schieferton-Schotter von 3 bis 38 mm Korngröße.

Abb. 735. Shoshonesperre. Betrieb der Aufmauerung.

Außerdem wurden noch bis zu 30 % Bruchsteine in den Beton eingebettet, so groß, als sie sich von zwei Mann noch tragen ließen. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit wurde beiderseits ein doppelter Anstrich mit reinem Zementmörtel gegeben.

Vorteilhaft wäre es nach Ansicht des Verfassers d. B. gewesen, schon den Stampfbeton des Mauerkörpers zur Erzielung größtmöglicher Dichtigkeit sehr naß einzubringen und durch Zusatz von hydraulischem Kalk (und gegebenenfalls: Traß) die Dichtigkeit noch zu erhöhen. Allerdings hat der sehr naß eingebrachte Beton eine etwas größere Neigung zur Rißbildung als erdfeucht gestampfter; indes sind Risse auch bei letzterem in so langen und dünnen Mauern ohne Anwendung besonderer Gegenmaßnahmen (Ausdehnungsfugen, Eiseneinlagen) trotz des Bogengrundrisses nicht zu vermeiden. Dies hat

Digitized by Google

sich auch bei den Ausführungen in Neu-Südwales gezeigt. An den 5 längeren der ausgeführten Sperrmauern entstanden senkrechte Risse, freilich am stärksten in der einzigen naßgestampften bei Mudgee. Hier entstanden 7 senkrechte Risse in mittleren Abständen von

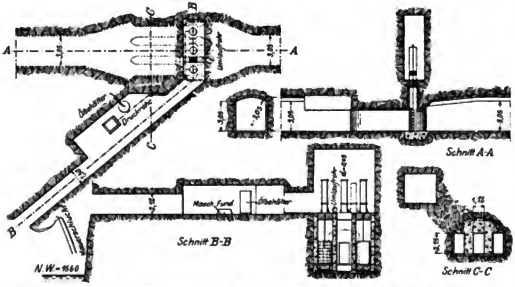


Abb. 736. Shoshonesperre. Grun'ablaßstollen. Abschlußvorrichtung. Maßstab 1 : 440.

16,5 m. Sie zogen sich von der Krone bis zur Sohle herab. Der Hauptgrund der Rissebildung war aber bei allen 5 Mauern die große Temperaturschwankung zwischen der Zeit der Ausführung (37° C Wärme) und dem darauffolgenden Winter, der Eisbildung brachte

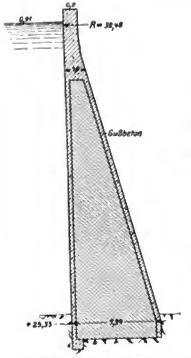


Abb. 737. Lithgow II.

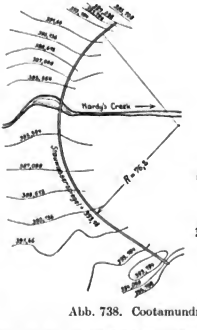
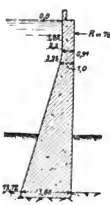


Abb. 738. Cootamundra.



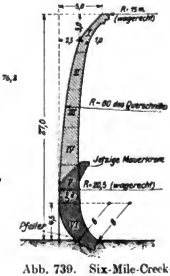


Abb. 739. Six-Mile-Creek-sperre. Querschnitt. M. 1 : 500.

Abb. 737/38. Gewölbesperren in Neusüdwales. M. 1 : 350 (Nach Wade.)

Die Durchsickerungen durch die Risse sollen unbedeutend gewesen sein.

Die „senkrechten" Risse liegen nach den Beobachtungen Wades nicht in genau radialen oder senkrechten Ebenen. Sie schließen sich bei Einstauung des Beckens und steigender Temperatur. Vor dem Einstau und der Rißbildung wurde an der Cootamundra-

Digitized by Google

sperre eine größte radiale Kronendurchbiegung von 19 mm beobachtet. An einer anderen Sperre trat ein Ausschlag von $\pm$ 16 mm auf. Außer den senkrechten Rissen wurde an der 165 m langen Staumauer bei Parkes auch ein wagrechter Riß von rd. 11 m Länge im rechten Flügel beobachtet. Derselbe war augenscheinlich durch einen scharfen Übergang von der senkrechten in die geböschte Querschnittsbegrenzung bedingt.

In der Besprechung der Veröffentlichung von Wade im amerik. Civil. Ing.-Verein wurde angesichts dieser Rißbildungen vor allem auch der Einwand erhoben, daß die Entstehung nicht radialer, sondern spitzwinklig zur Gewölbemittellinie laufender Risse eine große Gefahr für den Bestand der Mauer bilden können. Wenn durch zwei solcher schräg verlaufender Risse im Grundriß aus dem Gewölbe ein keiliges Stück mit der Basis an der Luftseite abgetrennt werde, so wäre die Gewölbewirkung aufgehoben und das Keilstück werde durch den unmittelbaren Wasserdruck, der noch durch die Mitwirkung des in den Riß eindringenden Druckwassers unterstützt würde, einfach nach der Luftseite hinausgedrückt. Dem zu begegnen, könnten auch hier nach Wades Vorschlag Dehnungsfugen mit Dichtung von Zement und Bitumen angeordnet werden (S. 960). Baurat Ziegler-Claustal[1]) hebt demgegenüber zweifellos mit Recht hervor, daß für so lange dünne und stark gewölbte Mauern eine mäßige Eisenbewehrung ein besseres und vollkommen ausreichendes Mittel zur Verhütung des Auftretens lokal konzentrierter Risse bilden würde. —

Seinen reinsten und schärfsten Ausdruck hat der Gedanke der Gewölbesperre in der bei Ithaka (N.-Y.) errichteten Six-Mile-Creek-Mauer gefunden, Abb. 739.

Diese schließt eine nur 30 m weite Felsschlucht mit einem Grundrißhalbmesser von 20,5 m ab. Die Höhe der an der stärksten Stelle nur 2,4 m dicken Mauer war ursprünglich auf 27 m festgesetzt, indes hat man in der Ausführung mit Rücksicht auf die Einsprache der 3 km unterhalb gelegenen Stadt Ithaka sich dann mit vorläufig 10 m Höhe begnügt. Für vollen Wasserdruck wurde eine größte Gewölbespannung von 20 kg/qcm berechnet, während die senkrechte Bodenpressung durch Eigenlast nicht über 7,4 kg/qcm hinausging.

Die Mauer ist aus Stampfbeton zwischen einer beiderseitigen je $^1/_2$ Stein starken Klinkerverkleidung aufgeführt. Das Verkleidungsmauerwerk diente dabei gleichzeitig als Schalung; es wurde zu diesem Zweck durch Eisenanker, die über die ganze Mauerstärke durchgeführt und in die Fugen eingelassen wurden, zusammengehalten.

Die eigenartige, räumlich gewölbte Form entstand aus dem Bestreben, einmal den Mauerfuß möglichst beweglich zu machen und zweitens den Hochwasserabfluß über die Krone möglichst zu erleichtern, namentlich aber auch die Wirkung des Eisschubs abzuschwächen.

Die angestrebte Wirkung: möglichste Ausschaltung der immer unwirtschaftlichen Stützmauerwirkung ist hier nach der angestellten genauen Elastizitätsberechnung voll erreicht, denn der Anteil der Gewölbewirkung an der Kraftübertragung stellt sich danach auf 99,85 bis 99,61 v. H.

Dem Vernehmen nach hat sich die kühn angelegte Ausführung bisher in jeder Beziehung bestens bewährt.

Endurteil. Bei der Frage nach der Zulässigkeit einer weiteren Anwendung derartiger kühnen Bauformen, wie sie die Sperren von Neu-Südwales und die Six-Mile-Creek-Mauer zeigen, ist in erster Linie zu beachten, daß die Erfahrungen mit diesen Bauwerken noch verhältnismäßig jung, noch nicht ganz 20 Jahre alt sind. Das mahnt natürlich zur Vorsicht, wenn es sich um die Frage der Verwendung dieser Bauweise in besiedelten Tälern und etwa bei Aufspeicherung größerer Wassermassen handeln würde. (Die Sperren von Neu-Südwales haben nur Beckeninhalte von 64 000 bis 690 000 cbm, sie sind für die Wasserversorgung von Landstädten bestimmt, und ihr Vorflutgebiet wird daher wohl als nur sehr schwach besiedelt anzunehmen sein.)

Wenn man daher auch dem von mancher Seite gegen derartige Ausführungen vorgebrachten Bedenken der Frostgefahr angesichts der Möglichkeit der Abhilfe durch Dehnungsfugen und Eisenbewehrung nicht viel Gewicht beizulegen braucht, so wird man doch vorerst besser tun, im gegebenen Fall die Anwendung derartiger Bauweisen eben auf schwach besiedelte Gebiete, mäßige Stauhöhen und geringe Stauinhalte zu beschränken. Keinesfalls aber sollte man angesichts der außerordentlichen wirtschaftlichen Vorteile,

[1]) Centr.-Blatt der Bv. 1911, S. 281 ff.

Digitized by Google

die bei geeigneten Geländeverhältnissen mit Mauern von der Art derjenigen von Neu-Südwales usw. zu erreichen sind, von der weiteren Verfolgung dieser Vorbilder ganz abstehen. Und ganz entschieden sollte man auch in Europa schon in nächster Zeit dazu übergehen, in Tälern von geeigneter Enge, auch bei größeren Stauhöhen, die Wirkung der doch meist angewandten Bogenform tatsächlich auch zu einer mäßigen Einschränkung der Querschnitte auszunutzen, wie dies bei den großen amerikanischen Vorbildern (Shoshone und anderen) geschehen ist[1]).

Nachträgliche Erhöhung von Staumauern.

Eine eigene Betrachtung verdienen noch diejenigen Mauern, die nach Fertigstellung und meist langjährigem Betrieb nachträglich für eine größere Stauhöhe, als ihrer Berechnung zugrunde gelegt, eingerichtet werden mußten. Da die spätere Erhöhung fast nie von vornherein durch breitere Anlage des Mauerfußes vorbereitet war — weil es sich meist um Beckenerweiterungen infolge verspäteter Einsicht von der Unzulänglichkeit der ersten Annahme handelte wie bei der Ennepetalsperre (S. 594) —, so war die Aufgabe meist: die Mauer als Ganzes zu verstärken.

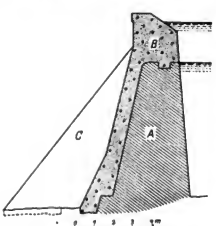


Abb. 739a. Mauerverstärkung mit Pfeilervorlage am Beaconbecken bei Matteawan (N.-Y.). M. 1 : 215. (Eng. Rec. 1907.)

Als erstes Beispiel sei die etwa 25 Jahre alte Staumauer des Beacon-Reservoirs bei Matteawan, New York aufgeführt (Abb. 739a). Deren Überlauf hatte sich als zu wenig leistungsfähig erwiesen, und die Mauer sollte um 2,1 m erhöht werden[2]).

Die ursprüngliche Kronenhöhe über Flußsohle war 7 m, die Mauerung war in Schichten ausgeführt. Die zur Stauerhöhung um 2,1 m nötige Verstärkung wurde durch Vorlage eines Mantels aus Zementbeton 1 : $2^1/_2$: 5 (*B* in Abb. 739a) und von einzelnen, etwa 1,5 m starken und 6,7 m im lichten voneinander abstehenden Strebepfeilern (*C*) gegeben. Am Kopf der alten Sperre wurde eine starke Nut eingehauen, um eine bessere Abdichtung gegen Eindringen von Druckwasser zu schaffen. Die neue, am tiefsten Talpunkt rd. 10 m hohe und 106 m lange Verstärkungsmauer wurde zuerst in ganzer Ausdehnung eingerüstet, um eine möglichst schnelle und gleichmäßige Aufbetonierung und damit guten Anschluß an das alte Mauerwerk zu erhalten.

Daß dies erreicht worden sei, kann aber bei der geschilderten Ausführungsweise kaum erwartet werden, die kleinen, auch bei ganz sorgfältigem Stampfen nicht ganz zu vermeidenden Setzbewegungen des Betonmantels und die Wechsel der Wärmezustände bei der Ausführung lassen befürchten, daß eine Trennung der beiden „zusammengeklebten" Körper, mindestens aber unberechenbare Nebenspannungen eingetreten sind, so daß man über den Grad der Wirksamkeit dieser Verstärkung sehr im Unsichern bleibt. Die Anwendung muß hier um so mehr Bedenken erregen, als nach der angeführten Quelle die alte Mauer von jeher starke Undichtigkeit gezeigt haben soll, so daß die Befürchtung des Auftretens von Wasserdruck in der Zwischenfuge sehr nahe liegt.

Wenn man schon einmal Strebepfeiler ausführen wollte, die in den senkrechten Querschnitten der Zwischenmauer Zugbeanspruchungen — allerdings nur 0,6 atm — bedingen, so hätte man wohl vorteilhafterweise wagrechte Eiseneinlagen verwenden sollen. Aber auch dabei wäre der Nachteil verblieben, daß man über die wirkliche Kräfteverteilung in der mehrfach statisch unbestimmten Konstruktion (alte Stützmauer, Stützmauerverstärkung, Strebepfeilerwirkung) keinen klaren Aufschluß erwarten durfte.

Im Falle des Beacondammes sollen die Pfeiler, deren Ausführung natürlich verhältnismäßig hohen Einheitspreis bedingt, gewählt worden sein, um an Baustoff zu sparen,

[1]) Diese Anschauung hat Mattern bereits 1903 im Centr.-Bl. der Bv., S. 220 vertreten.
[2]) Eng. Rec. 24. VIII. 1907.

Digitized by Google

dessen Kosten hier in einer sehr abgelegenen Gegend diejenigen der Arbeit überwogen. Nach der a. a. O. mitgeteilten ausführlichen Kostenberechnung, die sich natürlich auf amerikanische Lohn- und Transportverhältnisse bezieht, betrugen die Gesamtkosten der mit 1140 cbm Beton ausgeführten Verstärkung 97 000 M., das ist: 85 M/cbm. —

Eine gleichfalls wenig wirtschaftliche und technisch nicht einwandfreie Anordnung der Pfeilerverstärkung zeigt auch die alte Sperre von Grosbois (Abb. 707), die anfänglich infolge mangelhafter Berechnung (Baujahr 1835) zu schwach angelegt war und bedenkliche Erscheinungen zeigte. (Dabei sei des Interesses halber noch erwähnt, daß eine später, nach dem Unfall von Bouzey vorgenommene, genaue Untersuchung die Unzulänglichkeit auch dieser verstärkten Mauer ergab, weshalb man — gewiß eine der neuesten und originellsten Arten, eine Mauer zu verstärken — etwas unterhalb einen Erddamm anlegte, dessen Stauwasser an der alten Mauer dem von oben wirkenden Wasserdruck teilweise das Gleichgewicht hält. Außerdem wurde übrigens dabei noch 1 Mill. cbm Stauraum zu den vorhandenen 9 hinzugewonnen[1]).

Eine schon wesentlich vollkommenere Lösung der Strebepfeilerverstärkung stellt die 1905 ausgeführte Erhöhung der um das Jahr 1901 fertiggestellten Panzertalsperre bei Lennep (Westfalen) dar.

Diese, im größten Querschnitt 11,5 m hohe und in der Krone 100 m lange Mauer wurde, weil sich ihr Stauraum für den Bedarf der Wasserversorgung als unzureichend erwies, im Jahre 1905 um 3,25 m bei 3,0 m Spiegelhebung erhöht. Dabei wurde nach einer Anregung des Preußischen Arbeitsministeriums die Verstärkung durch Strebepfeiler mit zwischengespannten liegenden Gewölben erreicht[2]).

Es sind 12 je 3 m breite und von Mitte zu Mitte 12,5 m entfernte Mauerwerkspfeiler vorgelegt worden (Abb. 740) und zwischen sie sind liegende Gewölbe eingespannt, die so berechnet sind, daß sie den neuhinzugekommenen Wasserdruck mit der üblichen (4 bis 5fachen) Sicherheit zu übertragen vermögen.

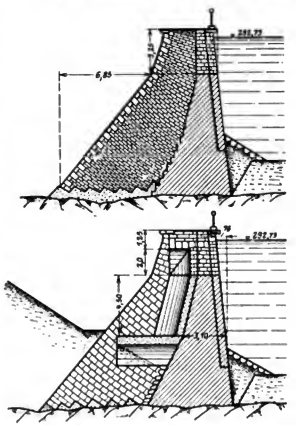


Abb. 740. Verstärkung der Staumauer von Lennep. Maßstab 1 : 310.
(Nach Schmidt-L.)

Die Pfeiler wurden durch Verzahnung möglichst innig mit der alten Mauer verbunden, dagegen ist der neue Maueraufsatz nur lose an die überstehenden Pfeilerköpfe angelehnt, wodurch der verschiedenen Setzung der beiden ungleich hohen Mauerkörper freier Spielraum gegeben ist. Dagegen wurde große Sorgfalt auf möglichst dichte Verbindung dieses Aufsatzes mit der alten Mauer verwendet. Die alte, wasserseitige Schutzmauer, 60 cm stark, wurde hochgeführt und beiderseits mit 30 mm Zementglatt- und Siderosthenanstrich gedichtet.

Diese Bauweise ist konstruktiv gut durchgebildet — wenn von den beiden überschüssigen, in halber Mauerhöhe und unter der Krone durchgezogenen, stehenden Gewölbereihen abgesehen wird, die angeblich die Bogenwirkung des Mauergrundrisses verstärken sollten. Indes ist die Anordnung, wie alle derartigen nachträglichen Pfeilervorbauten, noch in höherem Grade statisch unbestimmt, als es eine einfache Gewölbesperre an sich ist — ein Umstand, der bei der Berechnung gewöhnlich übersehen wird.

Außerdem ist die Ausführung sehr teuer geworden, denn bei 3300 cbm neu eingebauten

[1]) Vgl. G. Civil. Bd. 27, S. 152 u. Bd. 54, S. 232.
[2]) Nach Schmidt, Lennep, und besonderen Mitteilungen von Herrn Direktor Lenke in Lennep.

Digitized by Google

Mauerwerks und Betons haben die gesamten Ausführungskosten 220 000 M., das ist 67 M/cbm, betragen. Der Stauinhalt des Beckens wurde dabei von 120 000 auf 272 000 cbm vergrößert. Die Anlagekosten des reinen Stauwerks mit Grundablässen usw., aber ohne Grunderwerb, Rohrleitungen, Filteranlagen usw., betrugen ursprünglich 50 000 M. bei 2800 cbm Mauermasse oder 42 Pfg. für den cbm Wasserinhalt (18 M. für den cbm Mauerwerk). Durch die Vergrößerung sind sie auf 100 Pfg/cbm gestiegen. — Eine Verbilligung der hier gewählten Ausführungsweise hätte sich zweifellos ohne Beeinträchtigung der Güte durch Anwendung von Eiseneinlagen[1]), wie oben angedeutet, erreichen lassen; das Mißtrauen, das man aber vielfach noch derartigen Bauweisen entgegenbringt, mindestens zur Zeit jener Ausführung entgegenbrachte, ließ jedenfalls diese naheliegende Lösung von vornherein ausscheiden[2]).

Eine Mauerverstärkung ohne Strebepfeiler, dazu noch in sehr großem Umfang, wurde bei dem 1950 m langen Assuandamm von den englischen Ingenieuren der ägyptischen Regierung in der durch Abb. 741 veranschaulichten Weise durchgeführt.

Der Stau des ursprünglich nur auf 21,5 m Höhe angelegten gemauerten Nildammes sollte nach späterem Entschluß der Regierung um 7 m erhöht werden, wozu eine Erhöhung der Mauerkrone um 5 m, wie die Abbildung zeigt, ausreichte. Die erforderliche Verstärkung wurde in geschlossenem Mauerwerksmantel von 5 m Dicke vorgelegt. Diese Verstärkungsmauer ist aber zuerst vollkommen frei mit 15 cm Zwischenraum vor die alte Mauer vorgebaut worden, nur getragen von 25 mm starken Ankereisen, die in die alte Mauer fest

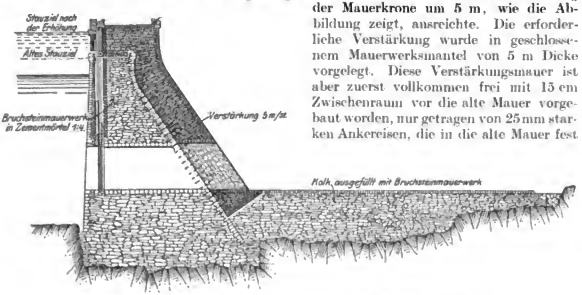


Abb. 741. Assuansperre mit Verstärkungsvorlage. Maßstab 1 : 625.
(Eng. News.)

eingebunden, in die neue vorerst nur lose eingesetzt waren. Dadurch wurde eine vollkommen freie gegenseitige Beweglichkeit der neuen und alten Mauer gesichert. Schließlich, nachdem man annehmen durfte, daß die Setzung des neuen Mauerwerks genügend vorgeschritten, auch die Wärmeverhältnisse der beiden Mauerkörper sich ziemlich ausgeglichen hätten, wurde der Zwischenraum mitsamt den Ankerlöchern mit dünnflüssigem Zementmörtel ausgegossen. Auf diese Weise durfte man in der Tat erwarten, die erwähnten ungünstigen Einflüsse auszuschalten und eine sehr gute Übertragung der Schubspannungen, also ein der Rechnung entsprechendes statisches Zusammenhalten der beiden Mauerkörper zu erzielen. Da es sich dabei um einfache Bauformen, auch ziemlich einfache Ausführung, hier überdies um sehr große Baumassen, handelte, darf man wohl diese Bauweise als eine verhältnismäßig sehr wirtschaftliche bezeichnen. (Der Stauinhalt des abgesperrten Nilbeckens wurde übrigens mit dieser Erhöhung von 1000 auf 2300 Mill. cbm gebracht.)

Eine verwandte Ausführung war die Erhöhung bzw. der Umbau der ursprünglich als Gewölbesperre angelegten Sweetwatermauer auf den Gewichtsstützmauerquerschnitt. Näheres siehe Eng. News 30. III. 1912.

---

[1]) Eine derartige Ausführung siehe in Eng. News 24. XI. 1910.

[2]) Zur Ergänzung sei mitgeteilt, daß man 1910 schon wieder an eine nochmalige Erweiterung der Lennoper Anlage dachte, und zwar wird man die Mauerverstärkung voraussichtlich durch Gegenschütten eines Staudammes an der Luftseite erreichen.

Digitized by Google

Eine ganz eigenartige Mauerverstärkung ist nach dem Vorschlag und Entwurf des Königl. Bauinspektors Raddatz an der Ennepetalsperre in Aussicht genommen:

Es handelte sich[1]) um eine Stauerhöhung von 2,5 m, und, um die eben geschilderten mehr oder minder immer verbleibenden statischen Unsicherheiten auszuschließen, hat der erwähnte Ingenieur vorgeschlagen, die gestörte Standsicherheit durch einen als Gegen-

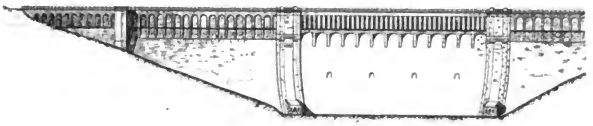


Abb. 742. Ansicht. Maßstab 1 : 1650.

gewicht wirkenden 10 m hohen Aufbau auf der Mauerkrone wieder herzustellen, ohne im übrigen an der bestehenden Mauer irgend etwas zu ändern (Abb. 742/43). Die Festigkeitsuntersuchung hat ergeben, daß bei den Abmessungen der Ennepetalsperre unter mäßiger Erhöhung der größten Druckbeanspruchung auf rd. 9,5 kg/qcm ein Gleichgewichtszustand erreichbar ist, bei dem an der Wasserseite bei vollem Becken keine Zugspannungen auftreten. An der Luftseite treten solche allerdings bei leerem Becken in geringem Maße auf, das ist aber tatsächlich weniger bedenklich, weil die Gefahr des Druckwassereintritts hier nicht damit verbunden ist.

Die Erhöhung erfordert im größten Querschnitt einen Mauerwerksverbrauch von 45 qm. Die alte Ennepemauer hatte, nach Abb. 377, einen Querschnittsinhalt von 630 qm bei 35 m Stauhöhe; wäre also die Sperre gleich um 3 m höher angelegt worden, so würde sie etwa

$$630 \cdot \frac{(35+2{,}5)^2 - 35^2}{35^2} = 94 \text{ qm}$$

Mauerinhalt mehr verlangt haben; man sieht daraus, daß die geschilderte Verstärkungsweise gar nicht einmal verschwenderisch im Baustoffverbrauch ist. Es rührt dies daher, daß sie gestattet, auch bei kleinen und mittleren Mauerhöhen, trotz Einhaltung der Kernregel, schon die zulässige Grenze der Druckbeanspruchung zu erreichen, und man kann von hier aus sogar schließen, daß es in geeigneten Fällen sogar nützlich sein müßte, eine neue Mauer nach diesem Grundsatz anzulegen, um so mehr, als man dabei natürlich für den Beschwerungsaufbau ein ganz mageres, entsprechend billiges Mauerwerk verwenden kann[2]). Allerdings sind einige Punkte zu beachten, die den Einheitspreis dieser Ausführung, auch wenn sie von Anfang an gewählt wird, erhöhen und so trotz geringen Massenverbrauchs

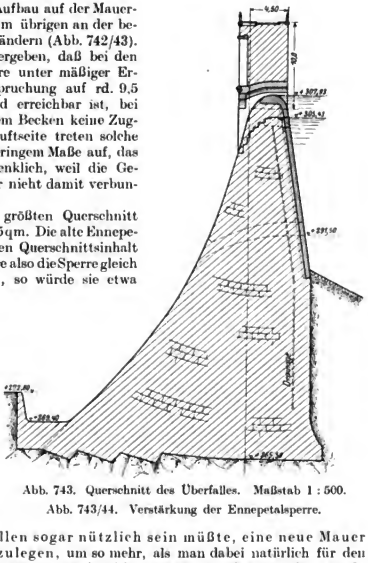


Abb. 743. Querschnitt des Überfalles. Maßstab 1 : 500.
Abb. 743/44. Verstärkung der Ennepetalsperre.

[1]) Nach dem von Bauinsp. Raddatz verfaßten Erläuterungsbericht und besonderen Mitteilungen.
[2]) Von dieser letzteren Möglichkeit ist im Entwurf der Erhöhung kein Gebrauch gemacht.

Digitized by Google

Ausgeführte Mauer-Talsperren. Tabelle 7.

Ordnungsziffer	1 Bezeichnung	2 Baujahr	3 Hauptzweck der Anlage.	4 Größe des Niederschlagsgebietes qkm	5 Mittlere Wasserführung im Jahr Mill. cbm	6 Stauinhalt des Beckens „I“ Mill. cbm	7 Stauhöhe über Talsohle m	8 Größte Mauerhöhe m	9 Größte Mauerlänge m	10 Kronenlänge m	11 Mauermasse „I“ cbm	12 Verhältniszahl I : J	13 Kosten der Sperrmauer einschließlich Grunderwerb Mark	14 Kosten des Stauinhalts I je cbm Stauinhalt Pfg.	15 Bemerkungen
1	Eschbachtal b. Remscheid	1889/91	Wasserversorgung von Remscheid	4,5	3,6	1,065	18,0	25,0	14,5	160,0	17 000	63	536 000	54	
2	Panzertal bei Lennep	1891/93	Wasserversorgung von Lennep	1,4	1,28	0,117	7,5	10,5	7,5	164,0	2 800	42	105 000	90	Später erweitert auf 300 000 cbm, vgl. S. 969.
3	Bevertal bei Hückeswagen	1896/98	Wasserabgabe für die Triebwerke der Wupper und Hochwasserschutz	22,0	17,52	3,3	16,0	25,0	17,0	235,0	32 000	103	1 430 000	43	
4	Lingesetal bei Marienheide	1897/98		9,0	8,0	2,6	18,5	24,5	15,9	183,0	29 300	89	1 070 000	41	
5	Salbachtal bei Ronsdorf	1898/99	Wasserversorgung von Ronsdorf und Abgabe an Triebwerkbesitzer	0,88	0,65	0,3	19,3	23,9	15,4	180,0	18 200	17	510 000	170	
6	Herbringhausertal b. Lüttringhausen	1898/1900	Wasserversorgung von Barmen	5,5	4,5	2,4	29,7	33,0	25,0	214,3	42 000	57	1 800 000	75	
7	Sengbachtal bei Solingen	1900/02	Wasserversorgung sowie Kraft- und Lichtabgabe für Solingen	11,8	8,0	3,135	36,0	43,0	34,5	180,0	60 000	52	1 866 000	60	
8	Füelbecke bei Altena	1894/96	Abgabe von Betriebwasser an die Werkbesitzer in der Füelbecke u. Rahmede	4,7	2,8	0,70	21,6	27,0	16,0	145,0	18 000	39	332 000	47	
9	Heilenbecke bei Milspe	1894/96	Wasserversorgung von Gevelsberg und Abgabe von Wasser an d. Triebwerke	7,6	5,5	0,45	15,2	19,5	11,8	162,0	9 000	50	280 000	62	
10	Hasper Tal bei Haspe	1901/04	Wasserversorgung der Stadt Haspe, Wasserabgabe an die Triebwerke im Hasper Tale und an die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr	8,0	5,7	2,05	28,1	33,7	23,6	260,0	57 000	36	1 438 000	70	
11	Versetal oberhalb Werdohl	1902/03	Wasserversorgung von Lüdenscheid, Wasserabgabe an die Triebwerke u. die Pumpwerke an der unteren Ruhr	4,7	3,8	1,65	24,7	29,1	19,6	166,0	24 000	69	746 000	45,2	
12	Hennetal bei Meschede	1901/05	Wasserabgabe für die Triebwerke und Pumpwerke der unteren Ruhr	52,7	40,0	11,0	30,4	37,9	28,0	369,0	107 000	103	3 350 000	30,5	
13	Ennepetal bei Radevormwald	1902/05	Versorgung des Kreises Schwelm mit Wasser u. elektr. Kraft. Abgabe für die Triebwerke an d. Ennepe u. die Trieb- u. Pumpwerke an d. unt. Ruhr	48,0	38,0	10,3	34,9	40,5	32,9	275,0	93 000	111	3 000 000	30	Nachträglich (1912) erhöht, vgl. S. 971.
14	Glörbachtal b. Breckerfeld	1903/04	Wasserabgabe für die Werkbesitzer an der Volme und die Trieb- u. Pumpwerke an der unteren Ruhr	7,2	5,5	2,1	28,7	32,0	22,8	168,0	35 000	60	901 000	42,9	

Digitized by Google

15	Oestertal bei Plettenberg	1904/07	Wasserabgabe für die Triebwerke im Oestertal und an die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr	12,6	10,5	3,1	31,8	36,0	26,5	231,0	52 000	60	1 785 000	57,6	
16	Jubachtal bei Meinerzhagen	1904/05	Wasserabgabe für die Triebwerke der Vollme und die Trieb- und Pumpwerke der unteren Ruhr	6,6	5,0	1,05	23,2	27,7	18,9	152,0	28 000	38	673 000	64,1	
17	Urfttal bei Gemünd in der Eifel	1900/05	Schaffung eines elektr. Kraftwerkes von mindestens 4800 PS und Hochwasserschutz	375,0	161,0	45,5	52,5	58,0	50,5	228,0	135 000 [1])	335	4 000 000	9	[1]) Außerdem Überfalltreppe mit 20 000 cbm.
18	Neyetal	1907/08	Erweiterung der Wasserversorgung von Remscheid und Wasserabgabe an die Triebwerke an der Wupper	11,6	9,2	6,0	23,2	33,8	22,7	260,0	55 230	108	2 250 000	37,5	
19	Einsiedel bei Chemnitz	1890/93	Wasserversorgung der Stadt Chemnitz	2,7	0,81	0,30	20,5	28,0	20,0	180,0	23 600	12,7	818 000	273	
20	Markissa am Queiß	1901/05	Hochwasserschutz, nebenbei Kraftgewinnung	306	159,0	15,0	38,0	45,0	37,7	127,0	62 000	242	1 820 000	12,2	
21	Mauer a. Bober	1904/11	Desgl.	1210	316,0	50,0	46,7	62,0	45,8	280,0	250 000	200	8 300 000 [1])	16,6	[1]) Z. T. Voranschlag nach Verdingung.
22	Apfelstädter Tsp. b. Gotha	1902/06	Wasserversorgung der Stadt Gotha	20,8	12,6	0,775	23,0	27,0	19,3	100,0	16 055	48,4	800 000	100	
23	Geigenbachtal bei Plauen	1902/09	Wasserversorgung	9,9	8,2	3,30	39,9	42,0	35,0	275,0	116 000	28,5	5 265 000 [1])	160 [2])	[1]) Ohne Grunderwerb.
24	Dreilägertalsp. b. Elsenborn (Aachen)	1909/12	Trink- und Industriewasserversorgung	11,0	—	4,0	32,5	39,5	—	220,0	70 000 [1])	57,0	1 800 000	45	[1]) Betonmauer.
25	Möhnetalsp. b. Arnsberg	1908/12	Niederwassererhöhung für Triebwerke und Pumpwerke, Kraftgewinnung	416,0	248,5	130,0	32,2	40,3	34,2	640,0	290 000	450	20 290 000	15,8	
26	Edertal bei Waldeck	1910/14 [1])	Speisung des Rhein-Hannoverkanals, Niedrigwassererhöhung der Weser, Hochwasserschutz, Kraftgewinnung	1430,0	500,0	202,4	40,0	52,6	38,0	407,6	290 000	700	17 800 000 [1])	8,8	[1]) Voranschlag.
27	Bystřička tal (Österreich)	1908/12	Speisung des Donau-Oderkanals	64,0	20,5	4,5	27,0	36,5	28,7	170,0	63 000	71,0	4 320 000	16,0	[1]) Kostenanschlag.
28	Chertal bei Rochebut (Frankreich)	1906/09	Kraftgewinnung	1596,0	458,0	26,0	45,0	49,7	44,1	100,0	49 000	409	1 920 000	7,4	
29	Blackwater (Schottland)	1905/10	Kraftgewinnung für elektrochem. Fabrik am Loch Leven	142,0	190,0	91,0	23,2	27,4	18,6	950,0	141 000	646	—	—	Geradliniger Mauergrundriß. Zyklopenbeton.
30	Olive Bridgemauer (Catskillberge)	1908/13	Wasserversorgung der Stadt New-York	670,0	—	382,0	58,0	72,8	61,0	1410 [1])	760 000	— [1])	53 000 000 [2])	13,9	[1]) Nur 305 m Mauer, die Flügel: Erddämme mit Mauerkern. Letzere 5 600 000 cbm. — [2]) Voranschlag.
31	Shoshonetal (Wyom.)	1908/10	Bewässerung und Wasserversorgung	3600,0	1370,0	563,0	70,5	99,5	83,0	61,0	57 500	9780	—	—	Gewölbemauer in enger Steilschlucht (S. 962).
32	Rooseveltsp. (Arizona)	1905/10	Bewässerung	15 000,0	1230,0	1584,0	73,2	86,5	51,8	238,0	260 000	6110	—	—	Desgl.
33	Pathfindersp. (Wyoming)	1905/10	Bewässerung	27 100,0	1850,0	1230,0	64,0	66,2	28,5	130,0	44 000 [1])	28 000	—	—	[1]) Desgl. Zyklopenbeton.

Digitized by Google

doch die Kosten steigern können: Ein oftmals über die Talsperre verlangter Verkehrsweg müßte entsprechend dem „Gewichtsaufsatz" beträchtlich höher gelegt werden, ein etwaiger Kronenüberfall (Möhnetalsperre!) müßte mit starken Gewölben und Zwischenpfeilern überwölbt werden, für Talformen, die dem größten Mauerquerschnitt wenig Anteil an dem Gesamtinhalt der Mauer lassen, würde sich eine übermäßige Steinanhäufung auf den weniger hohen Mauerflügeln, auch bei Auflösung in Gewölbe wie bei der Ennepe, schwer vermeiden lassen.

Als Anhalt für die nähere Beurteilung folgen hier die Zahlen des Voranschlags[1]) für die Erhöhung der Ennepetalsperre.

1.	Ausschachtung und Abbruch	11 300 M.
2.	Wegverlegungen	33 600 „
3.	Aufmauerung (rd. 15 000 ebm) . . .	455 000 „
	Summe rd.	500 000 M.

Da der Stauinhalt durch die Erhöhung von 10,3 auf 12,6 Mill. vergrößert werden wird, so kostet die Erweiterung des Stauraums 22 Pfg. für den cbm Nutzraum. Das ist zwar immer noch mehr als der Einheitssatz des Stauraums der ursprünglichen Anlage 1552000 : 10300000 = 0,15 M/cbm, aber das hängt in erster Linie mit dem anzunehmenden höheren Mauerwerkseinheitspreis der nachträglichen und wenig umfangreichen Arbeit zusammen, möglicherweise wird auch die Ausschreibung noch ein wesentlich günstigeres Bild bieten. Jedenfalls ist die Ausführung im Vergleich mit den vorher beschriebenen die wirtschaftlich vorteilhafteste. Noch wichtiger aber sind die technischen Vorzüge: die klare und sichere statische Wirkung, die Möglichkeit der Bauausführung ohne größere Störung des Staubeckenbetriebs, und so verdient dieser in jeder Beziehung glückliche Gedanke für künftige Ausführungen, wie bereits bemerkt: auch Neuanlagen, alle Beachtung.

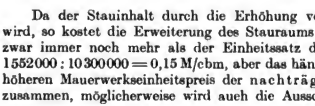


Abb. 744. Tinnoswehr des Svälgfoswerkes (Norwegen). Maßstab 1 : 580. (Zeitschr. V. deutsch. Ing. 1909.)

Als in den wesentlichen Konstruktionsgedanken nahe verwandtes Ausführungsbeispiel darf hier noch das Tinnoswehr des Svälgfoswerkes in Norwegen angeführt werden (Abb. 744). Es handelt sich bei dieser Anlage um ein bewegliches Wehr mit hohem Stau, auf unsicherem Untergrund. Um die kostspielige Gründungsarbeit nach Möglichkeit einzuschränken und die Hochwasserableitung möglichst zu vereinfachen, hat man zu der höchst interessanten Anordnung eines hochliegenden aus Magerbeton hergestellten Beschwerungskörper gegriffen.

B. Aufgelöste Staumauern.

Bogenstellungen. Von den eben beschriebenen Strebepfeilerverstärkungen ist nur noch ein kleiner Schritt zu der aufgelösten Bauweise. Diese zielt in ähnlicher Weise wie die früher behandelten Gewölbesperren darauf ab, die in den vollen Stützmauern nur durch ihr Gewicht wirkenden Mauermassen durch Auflösung in Pfeiler und biegungsfeste Zwischenwände besser auszunutzen. Die schon bei den alten spanischen Sperren angewandten liegenden Gewölbe boten dazu die erste Anregung.

Wohl die älteste aufgelöste Bogensperre ist die um 1800 bei Hyderabad in Indien erbaute Meere Aleikum-Seesperre[2]) (Abb. 745). Dieselbe ist im ganzen Grundriß bogenförmig angelegt und außerdem wieder in 21 halbkreisförmige kleinere Bögen von 21 bis 44 m lichter Spannweite aufgelöst; die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt rd. 800, die größte Höhe 12 m.

Einen ähnlich aufgebauten Entwurf für eine Sperrmauer mit stehenden Tonnengewölben hat Pelletreau 1897 in den Annales des Ponts et Chaussées unter ausführlicher

[1]) Die Ausführung ist erst 1912 beschlossen worden.
[2]) C. d. Bv. 1903, S. 97.

Digitized by Google

Begründung mitgeteilt[1]). Bei einer angenommenen Stauhöhe von 30 m bestand die Stauwand hier aus fünf übereinanderstehenden Ringen von je 6 m Höhe und einer von 1,2 auf 2,0 m zunehmenden Wandstärke. Der lichte Pfeilerabstand sollte 10 m, der Mittelpunktswinkel der Gewölbe 140° betragen. Die Pfeiler waren 5,7 m stark, im Aufriß rechteckig-dreieckförmig, an der Sohle 40 m lang und durch leichte Bogengurtungen untereinander versteift angenommen. Da die Gewölbestärke aus statischen Gründen nicht größer werden sollte als $^1/_4$ des Halbmessers, so ergab sich für die Anwendbarkeit dieser Anordnung eine Grenze bei 30 m Stauhöhe (zulässige Beanspruchung = 12 atm. angenommen).

Als Vorteile dieser Anordnung wurden angeführt: Auftriebwirkung und Zugspannungen sind bei den Gewölben ausgeschlossen, Wärmedehnung führt nicht zu Rissen, mindestens schließen sich solche unter dem Wasserdruck. Beim Durchbruch eines Gewölbes würde nur eine mäßige Wassermenge abfließen (aber Aufhebung des einseitigen Bogenschubs!!), während beim Bruch einer massiven Sperre gewöhnlich eine sehr große Bresche entsteht. Der Mauerwerksverbrauch, bei 30 m hoher Sperre am kleinsten bei 10 bis 15 m weiter Pfeilerstellung, wird zu 316 cbm für den Meter Talbreite berechnet gegenüber 330 cbm für

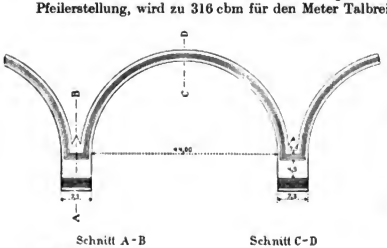


Abb. 745. Aufgelöste Gewölbesperre des Meerallumsees. Maßstab 1 : 1000.
(Schweiz. Bauztg. 1903.)

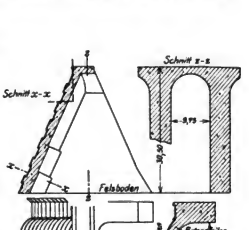


Abb. 746. Aufgelöste Staumauer bei Ogden. Maßstab 1 : 1000.
(Centralbl. d. Bv. 1897.)

einen nach der einfachen Kerntheorie und 370 bis 410 cbm für einen mit Berücksichtigung des Auftriebs berechneten vollen Querschnitt.

Dies mag in der Hauptsache gelten — es sind Vorzüge, die in sehr erhöhtem Maße auch den gleich zu berührenden aufgelösten Formen in Eisen und Eisenbeton zu eigen sind — es sind aber einige grundsätzliche Einwendungen zu erheben: das Festhalten an einer senkrechten wasserseitigen Flucht führt dazu, daß die Pfeiler immer noch in der unvollkommenen Weise einer Stützmauer (Druckverteilung trapez- oder dreieckförmig) ausgenutzt werden, ferner sind die von Pelletreau frei aufeinander beweglich angenommenen Gewölberinge, wie Eger[2]) richtig hervorhebt, bei ungleichen Wärmedehnungen immer noch erheblichen Schub- und Zugbeanspruchungen ausgesetzt. (Siehe Anh. S. 1356.)

Eine wesentliche Verbesserung bezeichnete daher eine annähernd gleichzeitige, in Ogden (Utah) ausgeführte Anordnung (Abb. 746), bei der die Pfeiler gleichschenklige Dreiecke, die Gewölbe halbaufrechtstehende Tonnen sind. Der Wasserdruck ist also hier ebenso wie für die früher beschriebenen Eisenbetondachwehre zur Erhöhung der Standfestigkeit herangezogen, und wenn auch die Summe der senkrechten Kräfte infolgedessen größer wird, vermindert sich doch die Ungleichmäßigkeit der Pfeilerbeanspruchung, weil

[1]) Näheres im C. d. Bv. 1898, S. 525 ff.
[2]) Näheres im C. d. Bv. 1898, S. 525 ff.

Digitized by Google

die Drucklinie nahezu ständig durch die Fugenmitte geht, mit anderen Worten: es ergibt sich eine viel bessere Baustoffausnutzung und — Ersparnis.

Tatsächlich zeigt der Entwurf von Ogden bei gleichfalls 30 m Stauhöhe und sonst ähnlichen Abmessungen nur 240 cbm/m Gesamtmauermasse gegen 316 des Pelletreauschen Vorschlags.

Außerdem haben die halb stehenden Tonnengewölbe den Vorzug, gegen Auftreten von Wärmezugspannungen durch ihre Eigengewichtsbelastung mehr (nicht vollständig) geschützt zu sein.

Wenn man trotz dieser Vorteile in neuerer Zeit keinen weiteren Gebrauch von dieser Bauweise gemacht und sich an Eisen und Eisenbeton gehalten hat, so liegt es zweifellos darin begründet, daß der Baustoffaufwand, zum Teil wegen der Notwendigkeit, Zugspannungen allenthalben auszuschließen, und wegen der größeren Empfindlichkeit der schwächeren Gewölberinge gegen Wärmedehnung und Frostwirkung sich doch nicht so weit herunterdrücken läßt, daß tatsächlich auch nennenswerte wirtschaftliche Vorteile erreicht werden. Hält man mit dem eben von Ogden mitgeteilten Steinverbrauch von 240 cbm/m denjenigen beispielsweise der Möhnetalsperre, Abb. 387, (bei 30 m Höhe rd. 420 cbm/m) zusammen, so gibt man dies ohne weiteres zu. Denn es ist nicht zu erwarten, daß das wesentlich sorgfältiger, mit verhältnismäßig viel mehr Sichtflächen, mit kleineren Steingrößen, engeren Fugen, mit Lehrgerüsten, Schalungen usw. herzustellende Gewölbe- und Pfeilermauerwerk einer aufgelösten Steinmauer um viel weniger als mindestens den doppelten Einheitspreis einer massigen Mauer hergestellt werden kann. Blieben also hauptsächlich nur die unleugbaren technischen Vorzüge der klareren statischen Wirkungs- und Berechnungsweise und der Wegfall der Auftriebwirkung. Diese Vorzüge sind aber den neueren Eisen- und Betonausführungen in mindestens gleichem Grade zu eigen.

Geradezu als Beweis dafür kann eine von Ingenieur Eastwood bei Hume (Cal.) im Jahre 1909 ausgeführte 18 m hohe Bogensperre[1]) bezeichnet werden, bei der 12 je 15,2 m weit spannende schrägliegende Tonnen von 0,45 bis 1,0 m Gewölbestärke auf 0,6 bis 1,6 m starke Pfeiler abgestützt sind. Dieses, ganz in Beton 1:2:4 erstellte Bauwerk hat nämlich, obwohl es nach seinen Abmessungen und Verhältnissen äußerlich noch den Anschein aufgelösten reinen Mauerwerks erweckt, doch an den überanstrengten Stellen Bewehrung (mit alten Kabeln und Eisenbahnschienen) erhalten, um den Beton voll auf Druck auszunutzen (indes geht die Beanspruchung nur bis 13 kg/qcm). Es wird später an anderen Beispielen anschaulich werden, wie der ausgesprochene Eisenbetonbau, der das Eisen völlig gleichwertig neben dem Beton, nicht nur als Notbehelf, verwendet und mit höheren Druckbeanspruchungen im Beton bei sorgfältigerer Ausführung desselben arbeitet, dieser etwas primitiven Bauweise doch noch überlegen ist[2]).

Eiserne Talsperren. Hohe Wehre aus Eisenkonstruktion sind in Amerika schon mehrfach gebaut worden. Das bereits (S. 772) erwähnte, durch seinen Einsturz bekannt gewordene Wehr am Hausersee (Missouriﬂuß) war so, in Stahl, nach dem Vorbild zweier älterer und bewährter Ausführungen errichtet worden. Während aber an den beiden andern Wehren der Untergrund durchweg aus festem Fels bestand, traf dies hier nur für die Flügel der Anlage, dabei das Turbinenhaus, zu, während der mittlere Teil des 192 m langen und 20 m hoch stauenden Überfallwehres auf 100 m Länge auf wasserführenden Kies von unbekannter Tiefe zu liegen kam. Der Tragkörper (Abb. 747) war in eine Reihe von 3,05 m abstehenden aus Stahl genieteten zweiteiligen Böcken aufgelöst, die genietete Sparren von der Neigung 1:1,5 und darüber eine Decke aus Buckelplatten und im unteren Teil über dem mit Beton abgeglichenen Steinschüttungsfuß: aus glattem Stahlblech trugen. Über der eigentlichen 16 m hohen Dammkrone erhob sich ein Pfeileraufsatz für 3,95 m hohe Stautafeln. Die luftseitige Schußwand des Überfallwehrs war im obern Teil noch aus Stahlblech hergestellt, daran schloß sich ein auf Steinkistenbau — der wohl gleichzeitig zur Beschwerung des Untergrundes dienen sollte — abgestellter Holzboden.

Die Böcke waren auf eine ziemlich schmale Betonschwelle abgestützt und in Gruppen zu vieren durch Längsverband zusammengefaßt, die Stahlbekleidung innerhalb dieser

[1]) Vgl. Journal of Electricity, Power and Gas 1909 und Eng. Rec. 15. I. 1910.

[2]) Für Einzelheiten vgl. den Aufsatz von Schulze-Danzig B. u. E. 1909, S. 112 ff. u. von Hilgard-Zürich in Schw. Ww. 1910; ferner: Eng. News 14. XI. 1907.

Digitized by Google

starren Felder durch zwei senkrechte und eine wagrechte, durch Winkeleisensäume mit vernieteten Rändern hergestellte Dehnungsfuge untergeteilt. Am Fuße war die Blechwand durch einen 3,6 m im Quadrat haltenden massiven Sporn hindurchgeführt und mit einer davor eingetriebenen 10,7 m hohen stählernen Spundwand fest vernietet.

— Wie gesagt, befindet sich dieselbe Anordnung, bis auf die Spundwand und den Steinschüttungsdamm am oberen Fuß (der durch kleine Eisenstreben ersetzt ist), seit 1898 bzw. 1901 an zwei andern Stellen, auf Felsboden, im besten Zustand. Damit ist bewiesen, daß die Anordnung an sich brauchbar ist, wenn schon die geringere Beständigkeit einer Eisenkonstruktion gegenüber Eisenbeton diesem trotz vielleicht höherer Anlagekosten im allgemeinen den Vorzug geben wird. (Im vorliegenden Falle scheint die Nähe von Hüttenwerken die Wahl der Eisenbauweise noch begünstigt zu haben.) —

In der Ausführung des Hausersees indessen stellten sich einige folgenschwere Mißgriffe heraus: Am 14. April 1908 brach der Damm in Zeit von 6 Minuten 122 m vom Ende des Maschinenhauses infolge Unterspülung ein und das durchstürzende Wasser vergrößerte rasch die Lücke bis auf 90 m Weite, wobei die losen Dammenden flügelartig flußabwärts auseinandergeschlagen wurden.

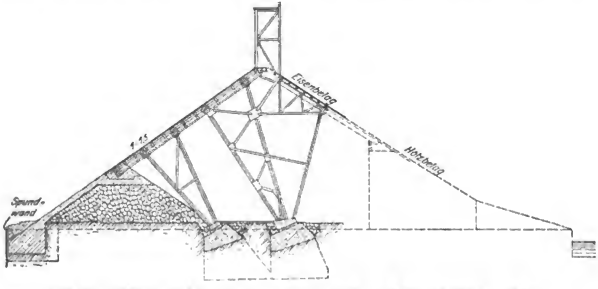


Abb. 747. Stählerne Talsperre am Hausersee bei Helena (Mont.). Maßstab 1 : 400.
(Zeitschr. Ver. deutsch. Ing. 1908.)

Nach den verschiedenen Berichten[1]) ist die Veranlassung zu dem Unfall darin zu suchen, daß feine Wasserfäden sich durch die Spundwand, vielleicht auch um dieselbe unten herum unter dem bedeutenden Wasserdruck noch mit ausreichender Kraft ausbilden konnten, um ein Senken des lose geschütteten Fußdammes und der zweiteiligen Bockfußschwelle herbeizuführen. Durch das Senken des Steinbodens kamen Zugspannungen in die freiliegende Blechbekleidung, und es gab die darüberliegende wagrechte Dehnungsfuge, vielleicht auch die Verankerungsstelle mit der Spundwand nach, so daß dem Wasser weiterer Zutritt gestattet war. Dann erst verstärkte sich die Unterspülung der vorderen Bockfußschwelle, diese gab vollends nach, riß den Strebenbock unter den Sparren weg, der jetzt nur noch an dem oberen Bock und der unteren Blechwand hing. Die wagrechte Dichtungsfuge dieser Wand riß jetzt vollends auf, und die Zerstörung des ganzen Bauwerks war damit besiegelt.

Abgesehen von der Frage, ob das angewandte Spundwand-System und die Beschränkung auf eine Wand, die dabei den wasserdichten Grund nicht erreicht hatte, den Verhältnissen entsprach, sind wohl in erster Linie zwei Punkte als die innere Ursache des Unfalls anzusehen: einmal die Einschaltung einer losen Steinschüttung als tragendes Glied an so wichtiger Stelle und zweitens die Abstützung der Streben auf schmaler Grundfläche und

[1]) Eng. Rec. 14. XI. 1907 u. 30. IV. 1908.

Digitized by Google

aufgelöstem Betonkörper. Man muß Bellet[1]) recht geben, wenn er meint, daß in diesem Falle ein Eisenbetonwehr mit durchgehender biegungsfester Platte, die gegen örtliche Sackungen wenig empfindlich ist, und mit richtigem Schutz durch Spundwand und mehrfache Sporen viel eher Sicherheit verbürgt hätte (vgl. S. 975, Pittsfield-Damm).

Eine andere Anordnung war ursprünglich für Ogden (vgl. S. 975) in engere Wahl gezogen (Abb. 748).[2])

Die Pfeiler sind hier noch nicht in reine Stützglieder aufgelöst, sondern als geschlossene, eingespannte, am Zugende verankerte Böcke auf eine hohe Grundmauer aufgesetzt, die einen Teil der Stauwand bildet. Der Stahlverbrauch ist für das 18 m hohe Aufsatzwehr zu 13 230 bzw. 12 100 kg/m berechnet, je nachdem Buckelplatten oder Tonnenbleche als Bekleidung verwendet werden, für einen Vergleichsentwurf nach dem Patent Bainbridge (Hauser-Lake-Typ) hatten sich nur 11 500 bzw. 10 500 kg/m ergeben.

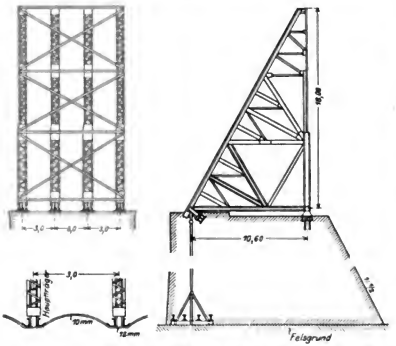


Abb. 748. Aufgelöste Talsperre in Stahl. Entwurf für Ogden. Maßstab 1:375.
(Centralbl. d. Bv. 1898.)

Vergleicht man diese Zahlen mit dem Bedarf einer 18 m hohen Sperre vom Möhnequerschnitt (etwa 140 cbm/m oder etwa 22 · 140 = 3080 M/m), so findet man im allgemeinen wohl keinen wirtschaftlichen Vorteil in der Verwendung des Eisenbaues. Denn dieser muß doch mindestens mit 30 bis 35 Pfg/kg veranschlagt werden, und das gäbe also günstigstenfalls schon 3150 bis 3650 M/m Mehrkosten, ungerechnet die beim Eisenbau noch nicht mitveranschlagten Gründungskosten. Dieses Verhältnis müßte sich unter Berücksichtigung der geringeren Lebensdauer und größeren Unterhaltungsarbeit des Eisenbaues noch weiter zu seinen Ungunsten verschieben.

Eisenbeton-Talsperren. Den Vorteil des Eisens: die hohe Zugfestigkeit mit den Vorzügen der gemauerten Sperren: Massigkeit, geringerer Wärmeleitung und hoher Lebensdauer zu verbinden, ist der Eisenbetonbauweise verliehen.

Der Formgebung ist dabei weitester Spielraum gegeben. Man kann einfach an die Querschnittsform der Gewichts-Stützmauer anknüpfen. Dies tut z. B. ein von Ziegler-Claustal aufgestellter Entwurf (österreichisches Patent Nr. 24 625, vgl. W. f. d. ö. ff. Bd. 1906, S. 608, auch Betonkalender 1909, II. Teil, S. 410). Der im Querschnittsumriß einer Gewichtsstützmauer nachgebildete Mauerkörper ist dabei in eine Anzahl von Strebepfeilern aufgelöst, zwischen denen eine Reihe wagrechter Versteifungsbogen ausgespannt ist, während auf der Wasser- und auf der Luftseite je eine dichte, geneigte Wand den Abschluß bildet. Als Ersatz für den Verlust an Eigengewicht, der durch diese Auflösung des Querschnitts bedingt ist, soll auf der Wasserseite eine Ankerzehe nach Art eines schwalbenschwanzförmigen Dübels tief in den Felsgrund hinabgeführt werden. Die Mauer ist auch noch im Grundriß kreisförmig gekrümmt angenommen.

In dieser Verankerung liegt aber ein wunder Punkt des Vorschlags; denn eine einfache

[1]) Ziegler in B. u. E. 1908; Bellet in H. Bl. 1908; Ferner: Eng. Rec. Current News Supplement 18. IV. u. 2. V. 1908.

[2]) Andere Ausführung (Red-Ridge-Damm) mit ausführl. Zeichnungen und Photographien siehe in Eng. News 15. VIII. 1901.

Digitized by Google

Nachrechnung führt zu sehr bedeutenden erforderlichen Tiefen dieser Ankerzehe. Dabei ist noch die Unsicherheit bezüglich der Frage, in welchem Umfange man das Gewicht der von der Ankerzehe erfaßten Felsmassen zu rechnen hat, ein erschwerender Umstand. Diese ganze Schwierigkeit kommt aber in letzter Linie daher, daß es grundsätzlich verfehlt ist, eine aufgelöste, also möglichst leicht gebaute Mauer nach dem Querschnitt der Gewichtsstützmauer anzulegen. Weiter ist aber auch die Beanspruchung der Pfeiler bei dieser Anordnung, die starke Schubspannungen und Biegungsmomente innerhalb der Pfeiler bedingt, lange nicht so klar und vor allem für die Baustoffausnutzung nicht so günstig, wie bei den schon früher erwähnten dachförmigen Wehren.

Dieser Mangel der weniger klaren und günstigen Beanspruchung haftet auch einigen anderen an die Stützmauerform anknüpfenden Vorschlägen für Eisenbeton-Staumauern an. Diese Vorschläge laufen darauf hinaus, den durch Pfeiler und wagrechte Zwischenböden gleichfalls in einzelne Zellen abgeteilten Mauerkörper durch eine Füllung aus

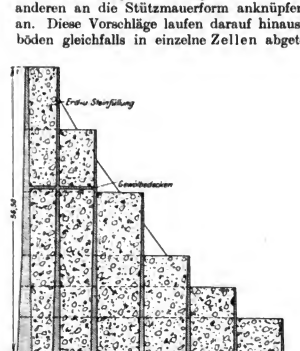


Abb. 749. Aufgelöste Gewichts-Stützmauer. Vorschlag von Bancroft. Maßstab 1 : 840.
(Canad. Eng. 1911.)

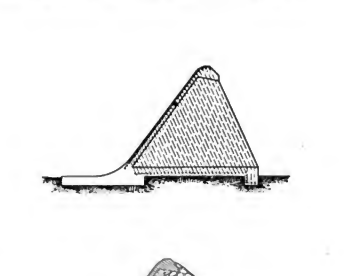


Abb. 749a. Eisenbetonwehr mit Steinfüllung auf der Wasserseite.
(Eagle tail ditch in Colfax County, New Mex.)
Maßstab 1 : 125.
(Mitlg. Staatsing. von Neu-Mexiko.)

eingeschwemmter Erde oder Steinschutt wieder künstlich auf das Gewicht der vollen Stützmauer zu bringen[1]) Dabei geht dann auch noch der dem Zieglerschen Vorschlag wenigstens anhaftende Vorteil der vollkommenen Zugänglichkeit aller Teile wieder verloren. Große unmittelbare wirtschaftliche Vorteile, wie sie Bancroft im Canadian Eng. nachzuweisen versucht hat, werden mit dieser Bauweise auch kaum zu erreichen sein; keinesfalls wird man, wie der Schöpfer des Entwurfs der Abb. 749 angibt, gegenüber einer vollen Gewichtsstützmauer eine Massenersparnis in Beton von 80% und eine Kostenersparnis von 56%, auch unter den günstigsten Vorbedingungen erwarten dürfen. Immerhin steckt in dem Entwurf ein an sich gesunder Gedanke. Auch die an das Amburserwehr der Abb. 549 erinnernde Ausführung der Abb. 749a kann unter Umständen wirtschaftliche Vorteile bieten, namentlich dort, wo Zement und Eisen teuer zu beschaffen sind.

In statischer Beziehung bilden aber doch zweifellos die dachförmigen Staumauern

[1]) Eng. Rec. 17. XII. 1910 u. Canadian Engineer 1. Juni 1911

Digitized by Google

die beste Lösung des Gedankens der aufgelösten Mauer. Denn bei ihnen sind die Beanspruchungsverhältnisse unvergleichlich klar und vor allem sind die Normalspannungen in den Pfeilern von oben bis unten außerordentlich gleichmäßig über den Pfeilerquerschnitt verteilt und schon in geringer Tiefe unter der Krone leicht auf die zulässige Beanspruchung zu steigern, so daß der Baustoff aufs vollkommenste ausgenutzt wird (vgl. Abb. 750 und frühere Ausführungen S. 784). Eine wichtige weitere statische Eigentümlichkeit dieser Mauerform ist es dann, daß die Lage der Mitteldrucklinie sich bei wechselndem Wasserstande im Vergleich mit der Gewichtsstützmauer, auch der aufgelösten, ganz unverhältnismäßig viel weniger verändert. Dies wird ohne weiteres klar, wenn man sich an Hand der Abb. 750 veranschaulicht, daß die Resultante des gesamten Wasserdrucks auch bei höchster Überströmung der Sperre niemals weit vor die Mitte der Pfeilergrundfläche nach der Luftseite hinausrücken kann: im Gegensatz zur Staumauer mit senkrechter Wasserfläche nimmt daher die Gleichmäßigkeit der Beanspruchung mit steigendem Wasserdruck bei der Dachsperre zu.

Abb. 750. Dachförmige aufgelöste Eisenbetonmauer. Entwurf von Considère für den Thaurion. Standfestigkeitsuntersuchung. Maßstab 1 : 1200.

Dadurch ist vor allem das für den Bestand so gefährliche Bestreben des Staukörpers, sich an der Wasserseite von der der Gründung abzuheben, beseitigt.

Ein Bedenken könnte noch in der, bei großen Stauhöhen gesteigerten Schwierigkeit der Abdichtung der dünnen Betonwände gefunden werden — dies namentlich im Hinblick auf Erhaltung der Eiseneinlagen, für die man unter den gegebenen, besonders schwierigen Verhältnissen, trotz beruhigender anderweitiger Beobachtungen, Rostgefahr befürchten könnte. Diesem (nach Ansicht des Verf. d. B. wenig begründeten) Bedenken läßt sich indes für große Stauhöhen in einwandfreier Weise durch Anwendung einer Metallplattendichtung, wie bei Ogden ausgeführt (S. 975), begegnen. Für mittlere Stauhöhe, etwa unter 50 m und entsprechend im oberen Teil von höheren Mauern genügt aber ein sorgfältig aufgebrachter Glattstrich aus Zement-Traßmörtel, allenfalls noch mit Dichtungsmitteln versetzt oder mit Schutzanstrich versehen, den weitestgehenden Forderungen.

Sehr viel läßt sich allein schon durch eine richtige Zusammensetzung und Behandlung des Betons erreichen; das beweisen die Ambursen-Ausführungen, die ohne fremde Dichtungsmittel und Glattstriche, allein durch sorgfältig ausprobierte, genügend Überschuß an Kittmasse enthaltende Mischungen in Verbindung mit der in Amerika allgemein üblichen sehr nassen Verarbeitung des Betons vorzügliche Dichtigkeit auch bei aufgelösten Mauern über 30 m Höhe erzielten. In Deutschland wäre dieses Ziel durch Mitverwendung von Traß noch leichter zu erreichen.

In wirtschaftlicher Beziehung sind die Dachsperren den Gewichtsstützmauern unter einigermaßen günstigen Verhältnissen (z. B. schwierige und lange Anfuhrwege im Gebirge) um so mehr überlegen, je größer die Stauhöhe, die Talbreite und die Schwierigkeiten der Gründung sind. Der Baustoffaufwand vermindert sich nach der auf S. 787 mitgeteilten Berechnung (die durch zahlreiche Ausführungen der Ambursen Hydraulic Construction Company bestätigt wird[1]) auf 35 bis 40 % des Massenbedarfs einer Gewichtsstützmauer. Damit darf man in vielen Fällen schon eine, wenn auch mäßige, unmittelbare Kostenersparnis erwarten. Denn bei den einfachen und durchweg gleichartigen Formen der Dachsperren, den großen Abmessungen, um die es sich meist handelt, fallen die Kosten der

[1]) Mitteilung von Herrn Direktor Ingen. W. L. Church.

Digitized by Google

Schalung und Rüstung verhältnismäßig niedrig aus. Man wird daher, Vorhandensein von Betonsteinen und Sand vorausgesetzt, je nach Verkehrsverhältnissen usw. mit einem Masseneinheitspreis von äußerstenfalls 60 bis 70 M. für den cbm fertigen Betons einschließlich Bewehrung in Europa reichlich auskommen. Gegenüber einem Mauerwerkspreis von 20 bis 24 M/cbm (einschl. Flächenbehandlung, Drainierung usw.) wird der Vergleich in den unmittelbaren Baukosten daher vielfach gerade in der Wage schwanken.

Es kommen aber weiter alle die bereits bei Besprechung der Eisenbetonwehre (S. 784) hervorgehobenen und sehr wichtigen praktischen Vorzüge in Betracht, als:

Kürze der Bauzeit (Bauzinsen!): Die zahlreichen in den letzten Jahren in stets steigenden Abmessungen ausgeführten Bauwerke sind meist in einer einzigen Baukampagne vom ersten Spatenstich ab, fertiggestellt worden!

Abb. 751. Eisstoß an einem Ambursenwehr.
(Abb. 751—755 von Amb. Hydr. Constr. Co.)

Einfachheit der Bauausführung: Verkürzung der erforderlichen Zeit für Trockenlegung der Baugrube, indem das Wasser zwischen den rasch hochgeführten Pfeilern durchgeleitet wird. (S. 788, Abb. 555.)

Einfache Ausschaltung des Eisschubs, der an der flach geneigten Decke der aufgelösten Sperre nur stark abgeschwächt, wenn überhaupt, sich geltend machen kann (vgl. Abb. 751).

Abb. 752. Eisenbeton-Dachwehr bei Cañon Falls. (Zeigt die Wirkung der Belüftungslöcher.)

Zuverlässiger Ausschluß der Bildung eines luftleeren Raums unter dem überfallenden Strahl durch Anlage von Luftlöchern, denen die Luft von den seitlichen Wangen her durch die zwischen die Pfeiler eingezogenen Bedienungsgänge zuströmt. Die Wirkung derartiger Luftlöcher ist sehr schön an der Abbildung des Cañons-Falls-Dammes (Abb. 752) zu erkennen.

Möglichkeit, etwaige Undichtigkeiten jederzeit sofort festzustellen und alsbald auszubessern. Anwendungsfähigkeit und Sicherheit auch auf losem Baugrund:

Digitized by Google

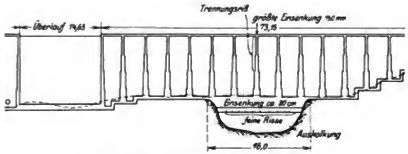


Abb. 753. Ansicht. Maßstab 1 : 666.

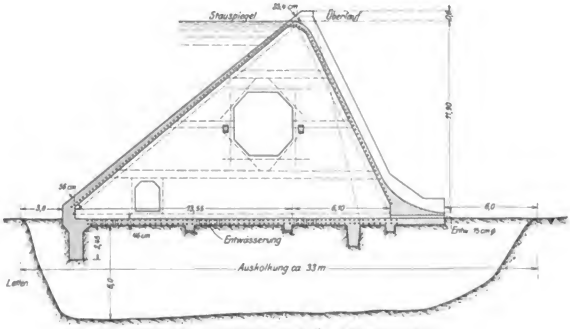


Abb. 754. Querschnitt im Kolk. Maßstab 1 : 270.

Abb. 755. Blick auf den Kolk und die Einsackung der Krone.
(Abb. 755. Ambursen H. C. Co.)

Abb. 753—755. Unterspülte Eisenbetonsperre von Pittsfield.
(Abb. 753/54 aus Eng. News 1909.)

Digitized by Google

Dafür ist ein schlagender Beweis der (nicht mit der Bauweise als solcher zusammenhängende) Unfall des 12,2 m hohen Dammes bei Pittsfield (Mass.) Abb. 753—755. Diese Sperre wurde kurz nach der ersten Anfüllung im Januar 1909 unterspült, weil die Abfangmauern infolge mangelhafter Bodenuntersuchung nicht genügend tief gegen den undurchlässigen Boden abgesenkt und schlecht hinterfüllt worden waren[1]).

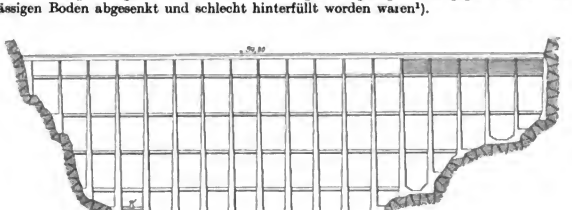


Abb. 756. La Prélémauer. Luftseite. Maßstab 1:830.

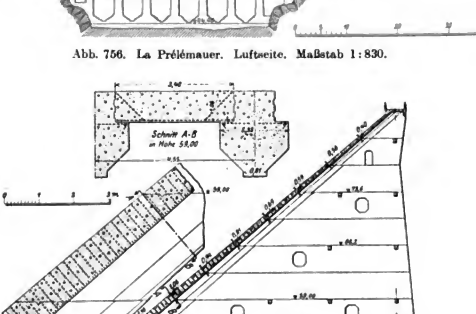


Abb. 757. Konstruktive Einzelheiten. Maßstab 1:570 und 1:120.

Abb. 756 und 757. La Prélésperre.
(Eng. Rec. 1909.)

Es entstand unter dem an der betreffenden Stelle 16 m hohen Damm ein 16 m breiter, 32 m langer und 6,1 m tiefer Kolk. Statt aber zusammenzubrechen, wie es beispielsweise in ähnlichem Falle die massive Puentessperre (Abb. 717) getan hat, sackte die Krone des Eisenbetondammes nur um etwa 15 cm, der talseitige Fuß um 20 cm ein; im übrigen

[1]) Eng. News. 1. IV. 1909.

Digitized by Google

aber hielt die Konstruktion in „geradezu überraschender" Weise stand, die beiden Abfangschürzen blieben an dem frei spannenden Pfeilerwerk hängen und nur ein Pfeiler trennte sich von der Deckwand ab; außerdem traten einige unbedeutende Risse auf, derart, daß die Ausbesserung des oberen Mauerteils (ohne Wiederherstellung der Gründung) mit etwa 120 M. zu machen war. Der Damm wurde sofort nach dem Unfall mit Stempeln unterfangen, später mit Schrauben wieder angehoben und steht heute schad- und gefahrlos wieder unter Füllung, gewiß ein ausgezeichneter Beweis von der weitgehenden Beanspruchungsfähigkeit derartiger Konstruktionen!

Ein letzter Vorzug der Eisenbetonsperren ist endlich die einfache und in jeder Beziehung (Anlagekosten, Gefällsverlust, zulässige Fließgeschwindigkeit in den kurzen Druckrohren) wirtschaftliche Anordnung, die sich nach dem bahnbrechenden Vorgehen der Ambursen Company für die Turbinenanlagen der Kraftwerke ergibt, ein Gegenstand, der später unter „Mitteldruckwerke" näher berührt werden soll (Abb. 1060, 1063, 1064).

Als Beispiel der neueren größeren Ausführungen sei der La Prélé-Damm bei Douglas (Wyoming)[1]), Abb. 756—758, hervorgehoben:

Abb. 758. La Prélésperre. Luftseite.
(Ambursen H. C. Co.)

Der steileingeschnittene La Prélé-Fluß ist zu Bewässerungszwecken durch eine 41 m über Flußsohle ragende, in der Sohle 30,5 m, in der Krone 110 m lange Sperrmauer, 39 m über Niederwasser aufgestaut (Inhalt: 30 Mill. cbm). Die Flußsohle besteht aus einer dichten und schweren Geröllablagerung vom feinsten Kies bis zu kopfgroßen Stücken in einer Mächtigkeit von 3 bis 4,5 m; darunter liegt eine 4,2 bis 4,5 m starke Schicht von „Shale", einem jüngern sandsteinartigen Gebilde, das indes schon große Wasserdichtigkeit und Härte aufweist. Zu unterst geht diese Schicht in ganz dichten Fels über. Obwohl es an sich also gut möglich gewesen wäre, eine massige Mauersperre zu errichten, entschied man sich aus wirtschaftlichen Gründen für ein Dachwehr vom Ambursen-Typ.

Dieser ganz aus stahlbewehrtem Beton erstellte Damm hat eine unter 40° ansteigende Decke von 1,37 bis 0,31 m Stärke. Die Pfeiler stehen in Mitten-Abständen von 5,5 m, ihre Dicke nimmt in neun Absätzen sprungweise von 125 auf 30 cm ab, und Balken, 46 bis 60 cm stark, in 12 Reihen angelegt, versteifen die einzelnen Wandpfeiler gegeneinander. Die Pfeilerfüße und die oberen Flanken sind zur Verteilung des Druckes stark verbreitert, die Bodenplatte ist gleichfalls bewehrt und mit zahlreichen Durchbrechungen versehen,

[1]) Eng. Rec. 3. IV. 1909.

Digitized by Google

die etwaigen Druckwasser den Weg frei geben. Seitlich und in der Sohle sind 4 bis 4,5 m tiefe Abfangschlitze mit Schürzen eingelassen. Die wasserseitige Deckplatte ist in rechteckige Felder aufgelöst, die mit V-förmigen Nuten in die Pfeilerköpfe und die wagrechten Trennungsflächen eingreifen, so daß freie Wärmedehnung möglich ist. Von der bis dahin angewandten Einlage von Asphaltfilz in diese Nuten hat man mit bestem Erfolg abgesehen.

Die Schlußkraft einer Feldweite ist 9000 kg, sie trifft die Sohle 2,3 m oberwasserseits der Mitte. Die Beanspruchung des Betons geht dabei bis 39, diejenige des Stahls bis 1000 kg/qcm.

Bei der Ausführung wurde auf möglichste Vereinheitlichung aller Arbeiten, besonders der Schalung abgezielt. Alles Eisen, mit Ausnahme der 12-mm-Bügel, wurde gleichmäßig 22 mm stark und auf 9 m abgelängt verwendet, die Schalung der Pfeiler bestand aus 3,0 bis 3,6 m messenden Tafeln von 50 mm starken Dielen, die mit durchgehenden, zum Zwecke des leichteren Wiederausziehens innen mit Papierhülsen geschützten Bolzen zusammengehalten wurden; ähnlich wurde die Decke eingeschalt, wobei im ganzen 7100 cbm Holz verbraucht wurden.

Der Beton wurde für die Staudecke in Mischung 1:2:4, für die Pfeiler in 1:3:6 verwendet (Zementmörtel); das größte Korn des gebrochenen und gesiebten Schotters maß dabei 50 mm. In die Sohle wurde Grobbeton mit großem Flußgeschiebe, aber auch bewehrt, eingebaut.

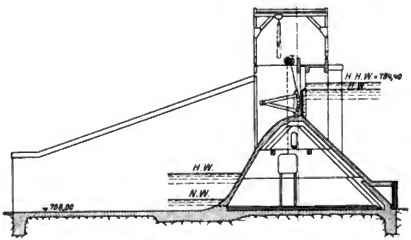


Abb. 759. Bassanosperre. Querschnitt. Maßstab 1 : 550.

Das Bauwerk erforderte 17 100 cbm Beton und 400 t Stahl, außerdem 6100 cbm Erd- und 1500 cbm Felsaushub. Die Ausführung vereinfachte sich, wie schon früher als Vorzug der Ambursen-Bauweise angeführt, dadurch sehr, daß man das Flußwasser einfach in einem Holzgerinne von 2,4 m Breite und 1,8 m Tiefe von einem Fangedamm aus mitten durch den Bau hindurch führen konnte. Bei weiterem Baufortschritt wurde schließlich das Gerinne weggenommen und das Wasser einfach zwischen zwei Pfeilern durchgeführt.

Der Fortschritt der im Oktober 1908 begonnenen Betonierung war, begünstigt durch gutes Wetter, im Verhältnis zu den aufgelösten Massen des Bauwerks sehr gut, im Durchschnitt: 114 cbm täglich mit einem Monatsrekord von 3100 cbm, das ergibt zusammen mit den an sich geringen Massen derartiger Dämme eine sehr kurze Gesamtbauzeit, hier waren es rd. 9 Monate!

Eine Mauer vom Querschnitt der Möhnetalsperre, Abb. 387, würde nach überschläglicher Berechnung an derselben Baustelle rd. 42 000 cbm gegenüber 17 100 cbm des ausgeführten Bauwerks erhalten haben. Bei der Enge der Arbeitsstelle hätte man da (vgl. die Angaben über Baufortschritte, S. 955) auch mit amerikanischen Hilfsmaschinen mindestens zwei, wahrscheinlich sogar drei Jahre zur Fertigstellung gebraucht. Das bedeutet nicht nur einen Gewinn an Bauzinsen und eine bessere Ausnutzung der Baubetriebseinrichtungen, sondern auch zwei- bis dreifach größere Sicherheit gegen Hochwasserschäden und ähnliche Störungen des Baubetriebs.

Die Kosten der ganzen Bauausführung haben betragen 1 260 000 M. (das sind 74 M.

Digitized by Google

auf den Kubikmeter Betonmasse), und das bei amerikanischen Taglöhnen von 6 bis 8 M/Tag für ungelernte Arbeiter. —

Als ein weiteres, durch die Schwierigkeiten der Gründungsfrage bemerkenswertes Beispiel sei die Bassanosperre (Abb. 759) erwähnt. Bei einer Stauhöhe von 15,5 m und einer Überfallkronenlänge von etwa 200 m (Strahlstärke: 3,35 m) werden hier 2850 cbm/sek abgeführt. Das Flußbett besteht aus einer Schicht von etwa 1 m Kies über einer Lettenschicht von etwa 4,5 m Stärke. Darunter liegt Sand von unbekannter Tiefe. Die Ufer bestehen gleichfalls aus Letten und Kies, nirgends fand sich in der ganzen Umgegend Fels oder auch nur grobes Geröll. Die Abbildung zeigt, wie man durch Vorlage eines ausgedehnten Abschußbodens den Flußgrund gegen Angriff zu schützen gesucht und durch Abfangsporen ober- und unterwasserseits das Bauwerk in die undurchlässige Lettenschicht eingebunden hat. Der interessante Bau ist im März 1912 vollendet worden. (Geschlossen konnte er aber noch nicht werden, weil die Ableitungskanäle noch nicht vollendet waren.)[4] Indes ist wohl auch so an der Bewährung des Bauwerks nicht zu zweifeln. — —

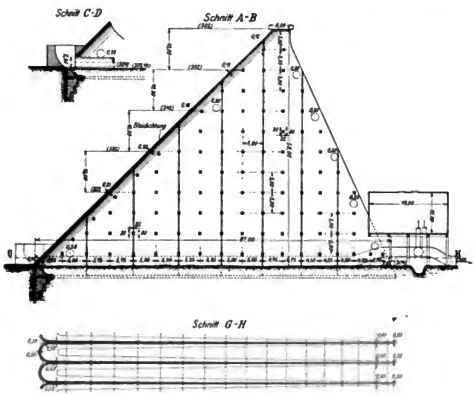


Abb. 760. Schnitte. Maßstab 1 : 1000.

Abb. 760—762. Entwurf einer Eisenbetondachsperre mit Wölbkappen. (Thaurionprojekt.) (Entwurf von Considère-Paris.)

In bezug auf die erreichbare Stauhöhe ist die eisenbewehrte Dachsperre viel weniger beschränkt als die massive Gewichtsstützmauer. Die Ambursen Hydraulic Construction Company hat z. Zt. Pläne für zwei Sperren ihres Systems von je 58 m Stauhöhe zur Ausführung fertig vorliegen, und sie hat auch schon (allerdings ohne feste Bestellung) Studienentwürfe für Sperren von 91,5 und 122 m Stauhöhe aufgestellt. An der Ausführbarkeit derartiger Pläne, genügend sicheren Untergrund vorausgesetzt, kann nicht gezweifelt werden.

Weiterbildung der Eisenbetonsperren. Die Staudecke wurde anfänglich von der Ambursen Hydraulic Construction Company lediglich aus einfachen, jeweils über einem Pfeiler in einer Dehnungsfuge gestoßenen Platten gebildet. In neuerer Zeit ist die Gesellschaft (nach ihrer Angabe freilich mehr aus Rücksicht auf die Wünsche ihrer Besteller) dazu übergegangen, die Platten voutenförmig auszubilden, um die Schubspannungen besser

Digitized by Google

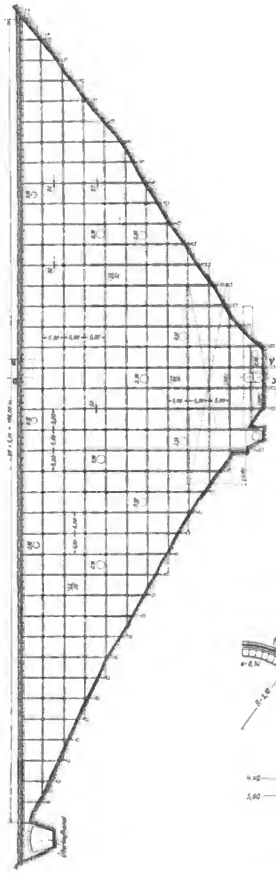


Abb. 761. Ansicht von der Luftseite. Maßstab 1:1000.

zu verteilen. An eine Ausnutzung der Bogenwirkung ist bei dieser Anordnung, die immer noch eine ebene wasserseitige Begrenzungsfläche zeigt, kaum zu denken, sie war auch nicht beabsichtigt.

Eine derartige Anordnung zeigt z. B. auch die in der Hauptsache ohne Eisenbewehrung angelegte Aziscohossperre[1]).

Nach Ansicht des Verfassers d. B. würden sich in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen Wärmedehnungen und durch Fortfall der Dehnungsfugen, vielleicht auch in bezug auf Kostenersparnisse, noch wesentliche Vorteile durch Anwendung der ausgesprochenen Gewölbereihenform für die Stauwand erzielen lassen.

Diese Anordnung sieht z. B. auch in schön durchgebildeter Weise ein von Considère für ein geplantes Kraftwerk am Thaurion (Creuse) aufgestellter Entwurf vor (Abb. 760 bis 762).

Die für eine Stauhöhe von 58 m berechnete, auf Fels zu gründende, 60 m hohe und in der Krone 195 m lange Sperrmauer soll aus einer Reihe von nur 20 bis 58 cm starken Wandpfeilern bestehen. Diese haben annähernd die Form eines umgelegten, gleichschenkligen Dreiecks mit 45° Spitzenwinkel und von Mitte zu Mitte je 5 m Abstand. Leichte Stempel versteifen diese Pfeiler untereinander und ermöglichen wieder die bequeme Besichtigung der wasserseits ausgespannten auf-

[1]) Erbaut von A. Moulton, vgl. Eng. News 9. III. 1911.

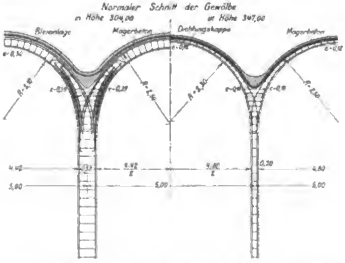


Abb. 762. Thaurionsperre, Stauwand. Maßstab 1:125.

Digitized by Google

gelösten Tonnendecke, deren Stärke von 12 cm an der Wasseroberfläche bis auf 30 cm am Grunde anwächst. Vor dieser doppelt bewehrten Tragdecke, die als Bogendecke wieder den Baustoff besser ausnutzt als die ebene Dachfläche der Ambursenwehre, ist noch eine 11 bis 16 cm starke Schutzdecke vorgesehen, bestehend aus einer mit magerem Feinbeton beiderseits umhüllten 2 mm starken Bleiplatte. Ein wagrecht und senkrecht vorgetriebener Schutzsporn am Fuße sichert die Sperrwand gegen Unterquellung.

Der sehr sorgfältig durchgearbeitete Entwurf erfordert (nach den Urzeichnungen vom Verf. berechnet) einen Gesamtaufwand von etwa 18430 cbm/m Eisenbeton (+ 1860 cbm Mager-Verblend-Beton). Zum Vergleich ist für einen „Möhne"-Querschnitt der Massenbedarf berechnet und zu 99 900 cbm festgestellt worden. Die Eisenbetonsperre nach Considère braucht also hier nur $^1/_5$ des Massenausmaßes der Vollmauer; dabei steigt die Beanspruchung des Betons äußerstenfalls bis 40,7 kg/qcm), was für einen sorgfältig ausgeführten Beton, wie er hier verlangt wird, noch zulässig ist.

Die Kosten des Bauwerks einschließlich des gleichfalls in Eisenbeton geplanten Krafthauses am luftseitigen Fuß und der Grundablaßgalerie sind zu 1 583 000 M. veranschlagt, einschl. Entwurfslizenz, so daß bei angemessenen Abzügen für diese Nebenanlagen als Einheitspreis des Eisenbetons der wohl gut einzuhaltende Satz von 78,0 M/cbm erscheint. (Die Verteuerung der Schalung durch Anwendung der Tonnen statt ebener Dachfläche darf nicht zu hoch eingeschätzt werden, weil bei einer so großen Ausführung die dafür zu fertigenden Lehren vollkommen ausgenutzt werden können. Auch die etwa zu vermutende Verteuerung des Einheitspreises durch die wesentlich schlankere Ausbildung der Tragwände gegenüber den Ambursen-Ausführungen wird nicht sehr groß sein, denn die amerikanische Firma hat sich zu ihrer noch etwas reichlichen Betonaufwendung zweifellos hauptsächlich durch die dort höheren Arbeitskosten, die die Schalung verteuern, leiten lassen.

Die gemauerte Sperre würde sich mit dem in einem Vergleichsentwurf angenommenen Satz von 24,60 M/cbm auf etwa 2 460 000 M., d. h. um 880 000 M. teurer stellen.

Um die Bedeutung dieser Ersparnis im Zusammenhang des ganzen Unternehmens klarzustellen, seien hier die Hauptziffern des Kostenanschlags zusammengestellt:

Kostenanschlag Thaurionwerk bei Châtelus le Marcheix[1]).

	Entwurf I Eisenbetonsperre	Entwurf II Vollmauer
Grunderwerb, Wege, Brücken und Wohnhäuser	425 000 M.	425 000 M.
Talsperre, Umlaufstollen, Überfall, Krafthaus	1 583 000 „	2 660 000 „
Maschinenanlage, Fernleitung und Empfangsstation . . .	2 050 000 „	2 050 000 „
Summe	4 058 000 M.	5 135 000 M.
Summe vom Hundert	100	126

Eine weitergehende Baustoffersparnis ließe sich vielleicht bei allen dachförmigen Wehren noch erzielen, wenn man statt gerader Böschungslinien gekrümmte, oder der einfacheren Ausführung halber besser: gebrochene nach Andeutung der gestrichelten Linien in Abb. 750 anwenden wollte. Wie man aus Abb. 750 entnehmen kann, ist es bei dreieckiger Pfeilerform auch nicht zu vermeiden, daß der Baustoff im oberen Teil ganz ungenügend ausgenutzt wird: das würde durch die hier vorgeschlagene Abänderung gebessert, weil dabei die Pfeiler wieder stärker auf Biegung, nämlich als einseitig eingespannte Ständer beansprucht würden. Das damit entstehende größere Kippmoment würde aber gleichzeitig für die Sperrmauer als Ganzes durch den mehr senkrecht gerichteten und an sich größeren Wasserdruck am Dammfuße aufgehoben. Es ist klar, daß diese Bauweise wieder eine etwas weniger klare Kräfteverteilung ergeben wird, ebenso wird die Schalung und Rüstung ein wenig teurer werden. Aber die möglicherweise erreichbare Ersparnis an Baustoff und der Vorteil, daß die Sicherheit gegen Wegschieben (Steilheit der Schlußkraft) trotz gleicher Sohlenbreite hier noch mehr erhöht werden kann, lassen es wohl geraten erscheinen, in geeigneten Fällen auch diese Bauweise einmal näher zu studieren.

[1]) Obiges an Hand der Entwurfsunterlagen von Herrn Direktor Biles-Limoges.

Digitized by Google

C. Geschüttete Dämme.

Konstruktives.

Wenn vorhin, bei Besprechung der Überfallwehre, die Ausführung in loser Schüttung als größtenteils veraltet und wenig dauerhaft bezeichnet wurde, so darf dieses Urteil keineswegs auf geschüttete Staudämme von größerer Höhe übertragen werden. Diesen Bauwerken wird nämlich der verderblichste Angriff: der des überfallenden Wassers, in der Regel nie zugemutet werden, und gegenüber den übrigen Ansprüchen: Standfestigkeit gegen die ruhende Wasserlast und Undurchlässigkeit, bieten die heutigen hochentwickelten Bauweisen genügend Mittel, um ein durchaus sicheres, unbegrenzt haltbares Bauwerk hinzustellen, das den Wettbewerb, etwa mit einer massiven Mauer, meistens nicht zu scheuen braucht.

Standfestigkeit. Gewiß ist zuzugeben, daß es heute noch nicht möglich ist, die Kräftewirkung im Körper eines geschütteten Dammes in (verhältnismäßig!) so klarer Weise zu verfolgen, wie es z. B. (trotz der auf S. 940 berührten Schwierigkeiten) bei einer Gewichtsstützmauer der Fall ist: aber die hier obwaltende Unsicherheit schließt keineswegs, wie zahlreiche Ausführungen beweisen, die Möglichkeit einer von vornherein unbedingt zuverlässigen Entwurfsaufstellung aus, sie kann lediglich insofern schädlich wirken, als die gebotene Vorsicht immer zu etwas überreichlicher Massenverwendung verpflichten wird: die Erreichung der vollkommenen Wirtschaftlichkeit wird erschwert; was nicht hindert, daß in vielen Fällen noch ein genügender wirtschaftlicher Vorsprung gegenüber anderen Bauweisen übrigbleibt.

Zur Veranschaulichung dieser meist nachweisbaren, unmittelbaren wirtschaftlichen Überlegenheit diene folgende Betrachtung: Mit Rücksicht auf die größere Gefährlichkeit einer Überströmung pflegt man mit Recht den Abstand zwischen Krone und Hochwasserstand bei Dämmen zu 2 bis 2,5 m, d. h.: etwa 1,2 m größer anzunehmen als bei Mauern; ist dann der Damm mit 6 m Kronenbreite und beiderseits $2^1/_2$maligen Böschungen angelegt, so enthält er im größten Querschnitt bei einer Hochwasserhöhe „h" über Gründungssohle: $6 \cdot (h + 2{,}4) + 2{,}5\,(h + 2{,}4)^2 = J_D$. Eine Mauer vom Möhnequerschnitt (Abb. 387) würde an gleicher Stelle ungefähr enthalten:

$$\left(\frac{h + 1{,}2}{40{,}3}\right)^2 \cdot 690 = J_m .$$

Rechnet man jetzt für die Ausführung der Mauer einschl. Grundaushub, Verblendung, Dichtung usw. mit einem mittleren Einheitspreis von 24 M/ebm, so findet man für verschiedene angenommene Werte h folgende Grenzwerte für den Einheitspreis der Dammanlage (einschl. Nebenarbeiten), die zulässig sind, wenn die Gesamtkosten beider Ausführungen gleich werden sollen:

„Mauerhöhe" $= h + 1{,}2$ m	Mauerinhalt im größten Querschnitt und für den Breitenmeter	Damminhalt	Mauerkosten	Zulässige Einheitspreise der Dammanlage
20	170 cbm	1256 cbm	4 100 M.	3,26 M/cbm
30	380 „	2620 „	9 100 „	3,50 „
40	680 „	4500 „	15 400 „	3,63 „
50	1060 „	6860 „	25 500 „	3,70 „
60	1540 „	9760 „	37 000 „	3,77 „

Es wird später an einzelnen Beispielen nachgewiesen werden, daß die Ausführungskosten von Dämmen alles in allem vielfach nicht mehr als 2,5 bis 3,5 M/cbm betragen, bei großen Ausführungen u. U. weniger, so daß tatsächlich häufig erhebliche Ersparnisse gegenüber gemauerten Sperren zu erwarten sind; dies um so mehr, als die beiderseitige Böschung in 1:2,5 eine reichlich gegriffene Annahme ist.

Wie weit man im einzelnen Falle aus Sparsamkeitsgründen in der Steilheit der Böschungsanlage gehen darf, hängt in erster Linie von der Natur des verfügbaren Schüttbodens

Digitized by Google

ab, in zweiter von der Sorgfalt, mit der das Material beim Einbringen künstlich (durch Stampfen, Walzen usw.) verdichtet ist, ferner davon, wie weit etwa durch besondere Entwässerungs- oder Dichtungsmittel dem Druckwasser die Durchnässung des Dammkörpers unmöglich gemacht wird (vgl. später, S. 992). In letzterer Beziehung muß auch zwischen äußerer und innerer Böschung ein großer Unterschied gemacht werden: die Wasserseite ist natürlich der Durchwässerung am meisten ausgesetzt und infolgedessen, besonders bei rascher Absenkung des Wasserspiegels, eher zu Rutschungen geneigt, und dies um so mehr, je weniger durchlässig das Böschungsmaterial ist. Die reibungsvermindernde Wirkung des nicht rasch genug aus dem Dammkörper entweichenden Wassers und die Entfernung der eher günstig wirkenden äußeren Wasserauflast wirken dann in unerwünschter Weise zusammen.

Für die Feststellung der zulässigen Böschungsneigung kann man unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse die natürliche Böschung des losen Schüttbodens, zur Vorsicht noch etwas verflacht, als die äußerste Grenze ansehen, bis zu der man gehen muß, wenn man ganz vorsichtig und unbedingt sicher bauen will.

Daß indessen tatsächlich ein richtig zusammengesetzter und peinlich sorgfältig verdichteter Dammkörper dank seiner inneren Festigkeit (der Kohäsion) auch mit steileren Böschungen zum Stehen gebracht werden kann, beweisen z. B. die Ausführungen der französischen Staatsbauverwaltung am Marne-Saône-Kanal (vgl. Beschreibung der Dämme bei Villeguesin und Charmes, S. 1004, Abb. 763, 771), die mit den ungewöhnlich steilen Neigungen von 1:1,5 angelegt sind. Es ist dieses Ergebnis der Verwendung einer sorgfältig zusammengestellten Mischung von sandhaltigem Lehm und Kies und der außerordentlich intensiven Verdichtung durch Maschinenwalzen zu danken. (Näheres S. 998.)

Es ist nicht zu bestreiten, daß die Fähigkeit einer derartig verdichteten und passend zusammengesetzen Erdmasse, einen gewissen mäßigen Feuchtigkeitsgehalt und damit die eigne innere Zähigkeit auch bei trockengelegtem Stausee lange Zeit zu bewahren, es möglich macht, die Abmessungen der Dämme zu vermindern. Ob damit aber wirtschaftliche Vorteile erzielbar sind, ist in jedem Falle erst noch auf Grund der Gewinnungsverhältnisse usw. eingehend zu untersuchen, da natürlich der Einheitspreis des sorgfältiger zu mischenden und zu verdichtenden Materials in dem kleineren Querschnitt entsprechend höher ausfallen muß (vgl. S. 1005). Vorsicht ist bei derartig steil angelegten Dämmen jedenfalls in erhöhtem Maße geboten, namentlich, solange die Erfahrungen auf diesem Gebiet noch der Zahl der Fälle nach so beschränkt sind. Es darf auch nicht außer acht gelassen werden, daß das Material der französischen Dämme, obwohl nach dem Walzen außerordentlich dicht, gleichmäßig und „an Festigkeit fast dem Mauerwerk zu vergleichen", doch eben niemals dessen Unveränderlichkeit erreichen kann. Schon ein kleines Zuviel an aufgesogener Feuchtigkeit kann die innere Festigkeit erheblich beeinträchtigen, ohne daß es dabei zu einer ausgesprochenen „Durchweichung" des Dammes zu kommen brauchte.

Diese Erwägung sollte dazu führen, die innere Bodenfestigkeit doch nur in sehr vorsichtigen Grenzen zur Verminderung der Dammquerschnitte auszunutzen. Darauf weisen übrigens auch die Erfahrungen an den erwähnten französischen Dämmen hin. Tatsächlich hat man nämlich an diesen sehr steil geböschten Dämmen teilweise Rutschungen an der Wasserseite beobachtet. Diese sind freilich noch nie verhängnisvoll geworden, weil sie immer nur bei leerem Becken als Begleiterscheinung einer zu raschen Absenkung des Stauspiegels aufgetreten sind, wo die Schäden dann leicht wieder auszubessern waren.

Man hat[1]) übrigens auf die erwähnten Unfälle hin an Ort und Stelle ausgedehnte Versuche angestellt und das allgemein wichtige Gesetz gefunden, daß bei einem bestimmten Schüttboden für jede angenommene Böschungsneigung eine gewisse Grenze der zulässigen Dammhöhe besteht, die nicht überschritten werden darf, wenn nicht Rutschungen eintreten sollen. Aus dieser Beobachtung ergibt sich unmittelbar die Forderung, die Dammböschungen zur Erzielung vollkommener Wirtschaftlichkeit mit von oben nach unten abnehmender Neigung anzulegen, und diese Forderung verdient sicherlich auch für Dämme, bei denen an sich auf die innere Festigkeit des

[1]) Mitteilung von Herrn Jacquinot, ing. en chef des ponts et chaussées (Chaumont), vgl. auch Résal, Poussée des terres cohérentes, Paris bei Berger.

Digitized by Google

Schüttbodens weniger gerechnet wird, volle Beachtung[1]), um so mehr, als sie dem natürlichen Gefühl und mancherlei in der Natur zu beobachtenden Parallelerscheinungen entspricht.

Dammdichtung. Die Frage der Undurchlässigkeit ist bei einem aus losem Boden angeschütteten Damm noch in viel höherem Maße als bei einer massiven Mauer zugleich eine Frage der Standsicherheit. Zwar ist im allgemeinen nicht zu befürchten, daß das einen zu porösen Dammkörper durchsickernde Druckwasser auf seinem Wege feine Bodenbestandteile mitnehme und so den Damm von innen nach außen allmählich unterspüle und abtrage — dazu ist die Fließgeschwindigkeit, die das Wasser in den kapillaren Zwischenräumen annehmen kann, eine viel zu geringe.

Die Fließgeschwindigkeit in den kapillaren Bodenzwischenräumen hängt von der Korngröße und der Wassertemperatur ab und ist, nach vielfältigen Versuchen zu schließen, verhältnisgleich dem Einheitslängengefälle — nicht, wie beim Abfluß in größeren Gerinnen: der Wurzel aus demselben[2]). Eine von Hazen[3]) aufgestellte Erfahrungsformel lautet z. B.:

$$v = c\,d\cdot\frac{h}{l}\cdot\frac{t+23{,}5}{60},$$

hierin bezeichnet:

v die Strömungsgeschwindigkeit in m/Tag, bezogen auf den vollen Bodenquerschnitt (Körner und Zwischenräume zusammengemessen),

c einen Festwert zwischen 810 und 2150, je nach der Reinheit des Sandes,

d den „wirksamen Korndurchmesser" in mm, das ist den Durchmesser eines auf Kugelform umgewandelt gedachten Kornes, das größer ist als $^1/_{10}$ der Gesamtmasse und kleiner als die übrigen $^9/_{10}$,

$\frac{h}{l}$ das Längeneinheitsgefälle,

t die Temperatur des Wassers in Celsiusgraden.

Da nach dieser Formel die Sickergeschwindigkeit im gleichen Verhältnis mit der wirksamen Korngröße abnimmt, diese selbst aber schon mit dem Auftreten kleinerer Mengen feinlehmiger Bodenbestandteile stark heruntergeht, so erhält man für die praktisch gebräuchlichen Dammerden außerordentlich geringe Sickermengen und Geschwindigkeiten, die keine Spülwirkung haben können. —

Eher kann noch das Sickerwasser bei seinem Austritt aus dem Dammfuß Schaden anrichten, entweder durch Abtragung feiner Bodenteile, oder wenn diese durch Kiesüberdeckung u. dgl. verhindert ist, lediglich durch die Durchweichung der äußeren Böschung.

Außerdem aber können größere, den Damm durchsetzende Wasseradern, die den Gängen von Wühltieren (Würmern, Mäusen, Kaninchen u. dgl.) oder unzweckmäßig angelegten Einbauten (Durchlaßkanälen, -Röhren, Sickerungen) folgen, wohl Anlaß zur inneren Unterspülung eines Dammes geben[4]). Am wichtigsten aber ist die Gefahr des Abrutschens ganzer Teile der etwa zu stark durchwässerten äußeren Dammhälfte.

Namentlich aus diesem letzteren Grunde muß darauf abgehoben werden, die Drucklinie des durchsickernden Wassers durchweg unterhalb der äußeren Böschung zu halten (Abb. 781). Dies kann unter Umständen, nämlich dort, wo kein geeignetes Dichtungsmaterial verfügbar ist, dazu nötigen, die Dammböschung wesentlich flacher zu nehmen, als es an sich die Standfestigkeit erfordern würde, oder Bermen anzulegen.

Dichtungsmittel und Aufbau des Dammquerschnitts. Das beste Material für einen dichten Dammkörper ist Lehm mit 50 bis 60% Sandgehalt. Zu geringer Sandgehalt befördert das Reißen der mit der Luft in Berührung kommenden Flächen bei trockenem Wetter und das Quellen und Ausfließen der durchnäßten Masse bei hohem Stau und Regenwetter. Ein Beispiel für die Ausführungsweise und die Schwierigkeiten bei zu geringem Sandgehalte bieten die Dämme des Kubelwerkes, die aus fast reinem Letten aufgeführt

[1]) Vgl. auch Strange, Reservoirs in Western India, Min. Proc. Instit. Civ. Eng., London 1898.

[2]) Für Näheres vgl. Forchheimer: „Wasserbewegung durch Boden". Z. Ver. deutsch. Ing. Bd. 45, S. 1736 ff. und Engels: „Über die Größe des Wasserdruckes im Boden" Z. f. Bw. 1911.

[3]) Report of Massachusetts State Board of Health 1892, S. 553.

[4]) Vorgekommen am Crane valley-Damm in Californien, vgl. Schuyler in Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Bd. 58, S. 1043 ff.

Digitized by Google

werden mußten. Welche Schwierigkeiten sich dort beim Bau ergaben, ist auf S. 656 schon berichtet.

In großem Umfang und mit bestem Erfolg ist dagegen ein Lehm mit 30 bis 70% Sandgehalt bei den französischen Stauweiheranlagen am Marne-Saône-Kanal verwendet worden.

Zusammengesetzte Dammquerschnitte. Die einfache Tatsache, daß die zur Herstellung eines durchweg dichten Dammkörpers erforderliche Erde vielfach nicht in der wünschenswerten Menge und Beschaffenheit vorhanden ist, hat schon früh dazu geführt, den Dammkörper in mehrere, verschieden zusammengesetzte Schichten aufzulösen, von denen die einen, aus dichtem Material zusammengesetzt, in erster Linie Wasserdichtigkeit leisten sollen, während die andern, aus den mehr oder minder durchlässigen, aber vielleicht in größeren Mengen vorhandenen Bodenarten, Geröll usw. aufgeschüttet, lediglich die Aufgabe haben, jene Dichtungsschichten, die dann ihrerseits nicht notwendig große eigne Standfähigkeit besitzen müssen, zu schützen und zu tragen.

Nach diesen Grundsätzen wurden beispielsweise schon vor mehr als 200 Jahren die jetzt noch bestehenden Harzer Teichdämme zusammengesetzt: sie erhielten in der Mitte ein sogenanntes Rasenhaupt, das heißt: eine aus gestochenen Rasenplatten in dichtem Verband aufgeführte starke Mauer, gegen die von beiden Seiten Kies- und Steinschüttung gelegt wurde[1]).

Die englischen und amerikanischen Ingenieure haben an Stelle des Rasenhauptes später einen naßgestampften Lehmkern gesetzt, der ähnlich ausgeführt und zusammengesetzt sein kann wie der „corroi" der französischen Dämme.

Die Clöntalerseesperre (Abb. 473) ist nach dieser englischen Bauweise angelegt: an den schlanken Kern aus reinem sandigem Lehm sind beiderseits Schutzwände aus feinerem Material und an diese schließlich ganz grobes Material, wie es aus Stollenausbruch gewonnen wurde, angeschüttet; den Beschluß macht beiderseits wieder eine Abgleichungsschicht aus feineren Bodenarten zur Aufnahme des Böschungspflasters bzw. der Rasendecke.

Diese Bauweise versteht es also, jedem Material denjenigen Platz anzuweisen, wo es mit größtem Nutzen verwendet werden kann: der meist nicht im Überfluß vorhandene Lehm wird sparsam angewendet, das bei der Lehmgewinnung oder bei sonstigen gleichzeitigen Bauarbeiten gewonnene gröbere Material wird auch nutzbar gemacht. Insofern darf man also, cum grano salis gesprochen, die neuere englische Bauweise gegenüber der französischen als die im allgemeinen wirtschaftlichere bezeichnen.

Man hat auch schon öfter die Dichtungsschicht von der Dammitte weg an die Oberwasserseite, wenigstens dicht dahinter, verlegt (Abb. 763).

Das hat soviel für sich, daß der volle übrige Damminhalt, als der Durchwässerung entzogen, für die Unterstützung der dichtenden Wand nutzbar gemacht und gleichzeitig, nach dem Grundsatz der Dachwehre, der Wasserdruck mehr senkrecht auf den Boden übertragen wird. Weniger Gewicht ist dem oft noch angeführten Vorteil beizumessen, daß es bei der an die oberwasserseitige Böschung verlegten Dichtungsschicht eher möglich sei, Ausführungsmängel, die sich erst nach Anfüllung des Staubeckens bemerkbar machen, nachträglich noch auszubessern. Da der Nachweis des wunden Punktes beim Auftreten ungewöhnlicher Sickerwassermengen in beiden Fällen gleich schwer, außerdem auch die oberwasserseitige Dichtungsschicht zum Schutz gegen Wühltiere, Austrocknung usw. doch auch mit einer mehrere Meter starken Deckschicht aus gröberem Material belegt werden muß, so sind die Schwierigkeiten der Ausbesserung in beiden Fällen nicht allzusehr voneinander verschieden.

Den erwähnten Vorzügen der oberwasserseitigen Dichtungsschicht gegenüber der Kerndichtung stehen aber folgende Nachteile entgegen:

Die Dichtungsschicht ist, bei abgesenktem Stauspiegel, der Austrocknung stärker ausgesetzt.

Eine Durchdringung der Dichtungswand durch Wühltiere (Kaninchen, Maulwürfe, Würmer) ist viel eher zu befürchten.

Die schräg gelegte Dichtungsschicht wird bei gleicher Stärke wesentlich breiter, so daß das, was dabei am übrigen Dammkörper vielleicht gespart werden kann, unter Um-

[1]) Abbild. eines solchen Dammquerschnitts in Z. f. Ww. 20. I. 1909.

Digitized by Google

ständen noch überwogen wird durch die Mehrkosten der Dichtung. Eine Überlagerung der Dichtungsschicht mit Kies und Steinwurf bzw. Pflaster ist überdies doch nicht zu entbehren.

Diese Gründe haben beispielsweise beim Clöntaler See zur Verwerfung der ursprünglich geplanten „Oberflächendichtung" geführt und man darf wohl die Kerndichtung als die im allgemeinen vorteilhaftere bezeichnen.

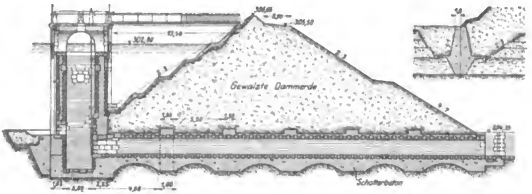


Abb. 763. Staudamm von Villeguesin. Maßstab 1 : 440.
(Gén. Civ. 1908.)

Massive Dammdichtungswände. Vielfach hat man schon an Stelle einer Dichtungshaut aus Dammerde eine solche aus Mauerwerk, Beton, Eisen oder Holz (letzteres nicht dauerhaft und daher von vornherein zu verwerfen) angewandt in der Absicht, entweder einen erhöhten Schutz gegen die Arbeit der Wühltiere oder unbedingte Gewähr für Undurchlässigkeit zu erhalten, wohl auch einfach aus dem Grunde, weil keine geeignete, genügend dichte Dammerde verfügbar war.

Der letztere Grund traf z. B. bei der in Abb. 764 dargestellten Abdichtung des in den Pyrenäen, 1870 m ü. M. gelegenen Staudamms am Lac d'Orédon zu. Die Kostspieligkeit der Anfuhr der Mörtelstoffe (etwa für eine gemauerte Sperre) auf der einen Seite und auf der andern der vollkommene Mangel an brauchbarem Lehmboden machten im gegebenen Falle eine an sich teure Lösung zu einer immer noch wirtschaftlich vorteilhaften.

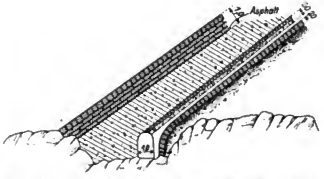


Abb. 764. Dichtungsbelag aus Beton und Mauerwerk mit Entwässerung am Lac d'Orédon. Maßstab 1 : 225.
(Congr. H. Bl. I.)

Der Dammkörper besteht dabei aus eingeschwemmtem Kiesboden, der durch die angewandten kräftigen Wasserstrahlen von erdigen Beimischungen befreit und fest gelagert war, so daß Brüche der Dichtungsschicht durch Setzungen ausgeschlossen erscheinen. Übrigens würde man sich gegen diese Gefahr heutzutage mit Vorteil der Eisenbetonweise bedienen und da kann die schon auf S. 948 als Mauersperre angeführte Trockenmauer des Chironicoses mit ihrer durch Streckmetall bewehrten Oberwasserdichtung auch ebensogut hier bei den geschütteten Dämmen als Beispiel herangezogen werden.

Im allgemeinen bietet indes auch bei diesen Baustoffen die Kerndichtung wegen der größeren Sparsamkeit an diesem kostspieligen Bauwerksteil, wegen der leichteren, vom Fortschritt des Dammbaues weniger abhängigen Ausführbarkeit und der größeren Unempfindlichkeit gegen Setzungen des geschütteten Körpers, wesentliche Vorteile. Dem ist es wohl auch zuzuschreiben, wenn diese Bauweise in den neueren, namentlich den englischen und amerikanischen Ausführungen vorherrscht. Unter den früher beschriebenen

Digitized by Google

Anlagen hat Solingen an seinem Vorbecken eine solche, überdies als Gewölbesperre angelegte, Betonkernmauer. Der höchste bis Ende 1911 aufgeführte Damm der Welt, im Kleinen Bärental (Little Bear Valley), Abb. 794 (später beschrieben), ist in derselben Weise angelegt.

Die massive Kernmauer aus, wenn auch grobem, aber mit etwas Mörtelüberschuß angemachtem Beton oder Bruchsteinmauerwerk gibt in der Tat, wie Ausführungen beweisen, an sich schon eine fast vollkommene Dichtigkeit. Meist erhält sie noch eine kräftige Vorlage aus fettem Lehm, mindestens aus dem feineren Schüttmaterial, das im Laufe der Zeit durch Einspülung zur weiteren Dichtung beiträgt.

Man hat der Kernmauer schon den Vorwurf gemacht, daß sie die Gleichmäßigkeit des Dammkörpers zerstöre, in ihren Berührungsflächen mit der Schüttung Linien kleinsten Strömungswiderstandes biete und durch ungleichmäßige Setzung leicht Risse erhalte, welche beide Umstände eine schwere Gefahr für den Bestand des Dammes in sich schliessen würden[1]).

Diesen Einwänden muß man insoweit recht geben, daß man eine besonders sorgfältige Ausführung der Schüttung am Kern und namentlich eine sehr aufmerksame Beobachtung und Behandlung der Kernmauer während der Aufbetonierung verlangt. Nachlässigkeiten in der Betonmischung können leicht undichte Stellen schaffen, die man zwar unter Umständen während der Bauausführung durch vorübergehende probeweise Einstauungen feststellen, aber nur schwer nachträglich verbessern kann[2]).

Eine zweite bei der Bauausführung wohl zu beachtende Gefahr ist die der Rißbildung und Spaltung der dünnen, und daher den Wärmeeinflüssen besonders stark unterworfenen Kernmauer. Derartige Erscheinungen wurden unter anderem an der Solinger Dammsperre (S. 609) und am Little Bear Valley-Damm beobachtet[3]).

— An dessen, vom Fuß bis zur 67,5 m hohen Krone sich von 6 m auf 0,9 m verjüngendem Betonkern, der immer etwa 10 m vor der Erdanschüttung voraus in die Höhe geführt wurde, traten im Spätherbst 1909 bei einer augenblicklichen Mauerstärke von 1,6 m in Abständen von 25 bis 35 m fünf senkrechte Risse auf. Dieselben schlossen und erweiterten sich je nach Lufttemperatur und Sonnenbestrahlung in einem Spielraum bis zu 10 mm und reichten, wie Nachgrabungen ergaben, bis etwa 1,8 m unter die augenblickliche Krone der Schüttung. Für den Bestand des Bauwerks durften diese Risse indes wie in Solingen als ungefährlich betrachtet werden, da man sie vor der Zuschüttung mit Zement dichten konnte. Immerhin ist diese Beobachtung ein Fingerzeig, daß es gut wäre, die Kernmauern auch mit genuteten Dehnungsfugen anzulegen. —

Wichtiger als die bisher erwähnten Möglichkeiten durch Undichtwerden eines Mauerkerns dürfte eine andere, nach Ansicht des Verfassers zu wenig gewürdigte sein: Ganz abgesehen von den Zufälligkeiten verschiedener Setzung der einzelnen Dammteile, unterliegt die schlanke Kernmauer immer einem einseitigen Überdruck der mit Wasser gesättigten und unter Wasserauflast stehenden oberen Dammhälfte gegenüber der durchlässigen, entwässerten luftseitigen. Dieser einseitige Druck kann zwar durch sorgfältige Ausführung der Schüttung und Wahl eines besonders schweren Materials (Kies, Felsstücke) sowie flacherer Böschung für die luftseitige Dammhälfte gemäßigt werden, seine Größe bleibt aber etwas im Dunkeln, weil die Frage der inneren Festigkeit (vgl. S. 990) und des passiven Erddrucks mitspielt. Selbst wenn man die übliche Erddruckberechnung mit günstigen Annahmen der Reibungsziffern durchführt, kommt man bei den gebräuchlichen Kernabmessungen leicht zu unzulässigen, wenn nicht Schub- so doch sicher Biegungsbeanspruchungen. Bei einem derartig überlasteten Kern ist man aber hernach nie sicher, ob nicht über kurz oder lang irgendwo Rißbildung eintritt, die beim Versagen der oberwasserseitig vor den Kern gelegten Lehmdichtung schwere Folgen nach sich ziehen könnte.

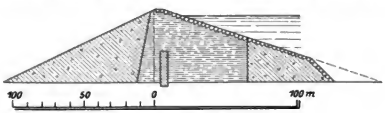
Die Kernmauer gegen die erwähnten Biegungsbeanspruchungen in sich genügend stark machen zu wollen, wird wohl in der Regel zu unwirtschaftlich starken Mauerquerschnitten führen; wo es die Örtlichkeit erlaubt, kann man sich durch bogenförmige Grundrißanordnung helfen (Solingen S. 609, Abb. 398; Terracedamm S. 1032, Abb. 765). — Dabei ist

[1]) Vgl. den Meinungsaustausch Jacquinot-Mattern im C. d. Bv., 9. VII. 1904.
[2]) Vgl. S. 1031.
[3]) Vgl. Eng. News 25. VIII. 1910.

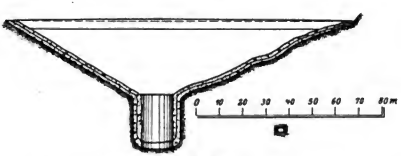
Digitized by Google

es unter Umständen sogar möglich, ohne übermäßige Mauerstärke die Gewölbewirkung soweit auszunützen, daß die Mauer allein, auch ohne Erdhinterfüllung mit geringer Sicherheit (in Solingen z. B. 1,5fache) dem Wasserdruck standzuhalten vermöchte, im Falle eine Überflutung des Dammes und Abschwemmung der Erdverfüllung eintreten sollte. —

Wo eine Anwendung der Bogenform nicht zulässig ist, bietet die Bewehrung mit Eisen ein gutes, wenn auch kostspieliges Auskunftsmittel. Bei ihrer Anwendung sollte man dann aber aus wirtschaftlichen Gründen die Mauerstärke möglichst beschränken, wie es verschiedene Ausführungen (z. B. Abb. 799) zeigen. Bei solchen Vorgehen wird allerdings der meist den Kernen gegebene Anzug schwächer werden müssen: Von mancher Seite wird nun auf diesen Anzug Wert gelegt, weil er beim Setzen der Dammerde ein festeres Anpressen an den Kern erzwinge; wenn man aber, wie es Jacquinot getan hat[1]), die so erzeugte Annäherung der Dammerde an den Kern rechnerisch nachprüft, so findet man bei den meist ja sehr geringen Setzungsziffern gut gedichteter Dämme (0,5 bis 1 %) sehr kleine Zahlen, und für die unteren Dammteile wird die Anpressung zusammen mit der Setzung überhaupt schon theoretisch gleich Null. Daraus muß man wohl schließen, daß auf die Verschiedenheit des Maueranzugs, innerhalb der für Kernmauern überhaupt in Frage kommenden, an sich immer kleinen Zahlen nicht viel Mehrkosten verwendet werden sollten.



Dammquerschnitt. Maßstab 1 : 3000.



Talquerschnitt. Maßstab 1 : 1800.

Abb. 765. Terracedamm (Colorado). Beton-Gewölbekern im Fuß.

Besondere Beachtung verdient die Bewehrung mit einer zusammenhängenden Blechhaut, die vor allem ein vorzügliches Dichtungsmittel auch bei größtem Wasserdruck bildet. Derartige Blechhäute, mit beiderseitigem Asphaltüberzug in Beton eingebettet, sind in Amerika mehrfach mit bestem Erfolg verwendet worden (vgl. Abb. 800 u. 766). Ziegler-Claustal hat aber (vgl. Betonkalender 1909) mit Recht darauf hingewiesen, daß die Einbettung des Dichtungsbleches in beiderseitige Asphaltüberzüge unzweckmäßig ist, weil sie die innige Verbindung zwischen Beton und Eisen verhindert, und so die Ausnutzung der Dichtungshaut als gleichzeitige Betonbewehrung stark beeinträchtigt. Den Zieglerschen Vorschlag, das Eisen blank einzubetonieren (wobei auf die natürliche Rost-Schutzwirkung des Betons gerechnet werden darf), möchte der Verfasser noch dahin erweitern, daß er empfiehlt, die Blechwand aus der Kernmitte — der neutralen Faser, wo die Bewehrung wenig wirksam wird — weg an die wasserseitige Kernschale zu verlegen und annähernd symmetrisch dazu in der luftseitigen Kernfläche eine zweite Bewehrungsschicht aus Streckmetall einzubauen. Bei dieser Anordnung, die erst einen statisch richtig aufgebauten Eisenbetonquerschnitt mit beiderseitiger Biegungsfestigkeit

[1]) Annales des ponts et chaussées I, 1908.

Digitized by Google

ergibt, gewänne man noch den Vorteil, daß man die Dichtungsbleche auf der wasserseitigen Fläche doch wieder mit einem Schutzanstrich versehen könnte. Zum Schutz vor Verletzungen bei der Hinterfüllung müßte außerdem eine Magerbetonschicht wasserseits vorgelegt werden, die zugleich die Sicherheit gegen Rosten noch erhöhen würde. (Haftfestigkeit durch auf die Blechhaut aufgedrahtete zweite Streckmetallage zu erzielen!)

Abb. 766. Stahlblechbelag auf einem Steindamm bei Victor (Col.) im Bau.
Im Mittelpunkt ausgehende hölzerne Druckleitung.
(Geolog. Survey 1900.)

Einen sehr interessanten Vorschlag für die weitere Ausgestaltung massiver Kernmauern hat neuerdings die Ambursen Hydraulic Construction Company in Boston gemacht (Abb. 766a). Die Kernmauer soll danach, am besten wohl gleich in Eisenbeton, mit durchgehenden Einsteigzellen als Doppelwand ausgebildet werden. Auf diese Art wird die sehr wünschenswerte Möglichkeit der jederzeitigen Besichtigung und Zugänglichkeit der wichtigen Kernmauer auch bei vollem Betriebstau geschaffen. Gleichzeitig wird für eine vollkommene und einwandfreie Entwässerung der Luftseite des Dammes gesorgt. Da Durchsickerungen jederzeit sofort festgestellt werden können, ist man in bezug auf die Auswahl des Schüttbodens für den oberwasserseitigen Dammkörper noch viel freier als bei dem gewöhnlichen massiven Kern. Man kann, ebenso wie für die Luftseite, ganz grobes Material, auch Felsschüttung verwenden und ist dann berechtigt, die Böschungen wesentlich steiler zu halten. Man wird also beim Vorhandensein geeigneten Schüttmaterials bedeutende Massenersparnisse erzielen können. Ein weiterer Vorzug des hohlen Kerns besteht in der Möglichkeit, das bei Sturm oder Hochwasser über die Krone schlagende Spritzwasser durch Hochführung der luftseitigen Kernwand ohne große Kosten abzufangen und schadlos abzuführen. Gerade dieser Punkt ist sehr wichtig, weil die meisten Dammbrüche (vgl. auch S. 1038) durch Überflutung der Dämme veranlaßt wurden. Man wird also mit dem hohlen Kern vielfach auch an Höhe sparen können.

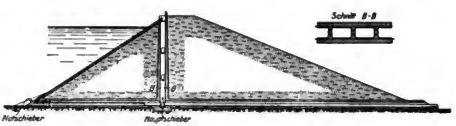


Abb. 766a. Erddamm mit Zellenkern nach Ambursen Co.

Selbstverständlich ist bei einer derartigen Anordnung sorgfältigste Ausführung der Kernmauer und der Entwässerungseinrichtung nötig, wenn nicht mehr Schaden als Nutzen damit angerichtet werden soll. Unter dieser Voraussetzung aber darf man von einer Anwendung des interessanten Gedankens gewiß Gutes erwarten. Die zweifellos eintretenden Mehrkosten der aufgelösten Bauweise gegenüber dem massiven Mauerkern werden sich, weil doch meist an verschiedenen anderen, eben angedeuteten Stellen

Digitized by Google

große Baustoffersparnisse zu erzielen sind, in mäßigen Grenzen halten. Die großen technischen Vorteile der Konstruktion werden dann durch diese Mehrkosten nicht zu teuer bezahlt sein.

Berechtigung des Mauerkerns. Im Vergleich mit dem Lehmkern ist die Kernmauer im allgemeinen jedenfalls erheblich kostspieliger. An und für sich läßt sich zweifellos dort, wo geeignetes Material in ausreichender Menge zur Verfügung steht, auch mit einem reinen Lehmkern ein vollkommen dauerhafter Damm herstellen. Mindestens wird man das für Stauhöhen bis zu etwa 35 mm behaupten dürfen. — Schuyler, der um die Entwicklung des Dammbaues hochverdiente amerikanische Ingenieur, meint sogar, daß man selbst bei Stauhöhen über 60 m noch nicht unbedingt auf den Mauerkern angewiesen sei. — Für Gegenden mit größerer Schadengefahr wird man freilich nicht so weit gehen wollen. Und wo gar die Gewinnung der Dammerde für den Kern sich schon schwieriger gestalten und damit keinen so erheblichen Preisunterschied mehr freilassen würde, wird man auch schon bei kleineren Stauhöhen gern den Mauerkern wählen. In einer der neueren Ausführungen, nach Ziegler mit durchgehender Blecheinlage, oder nach Ambursen als Zellenkern, bietet derselbe zweifellos die größte Sicherheit in Bau und Betrieb, auch ist er nicht etwa nur auf die Anwesenheit von Felsgrund beschränkt. —

Dichtung des Untergrundes. Ebenso wichtig wie die bisher ausführlich behandelte Undurchlässigkeit des Dammkörpers an sich ist natürlich die des Untergrundes und der seitlichen Talhänge. Auf Felsboden ist der dichte Anschluß leicht zu erreichen: durch Anordnung von parallel zur Dammachse laufenden Stufen oder Abfanggräben, auch wohl von aufgesetzten Abfangrippen aus Mauerwerk (vgl. Abb. 789) hat man hier nur für Abschneidung der einen gefährlichen Weg kleinsten Widerstandes bildenden Trennungsfuge zwischen Dammschüttung und Felsuntergrund zu sorgen.

Auf losem Untergrunde, dem wichtigsten Anwendungsfeld der geschütteten Dämme, sind die Verhältnisse häufig erheblich schwieriger. Liegen die undurchlässigen Schichten, an die anzuschließen man, wo immer tunlich, versuchen sollte, in größerer Tiefe, so verzichtet man aus naheliegenden Gründen in der Regel darauf, den Damm als Ganzes auf diese tiefliegenden Schichten abzustellen. Man führt vielmehr hier nur eine Abfangmauer, aus Bruchsteinmauerwerk, Beton oder Lehmschlag gebildet, hernieder und läßt sie genügend tief in die undurchlässigen Schichten einbinden. Bei der Kernbauweise ergibt sich diese Anordnung sozusagen von selbst.

Verbietet starker Grundwasserandrang das Ausschachten eines genügend tiefen offenen Schlitzes zum Einbringen der Untergrunddichtungswand, so muß man wohl oder übel zur Anwendung der kostspieligen Spundwanddichtung übergehen (Abb. 780, 783, 793). Zur Veranschaulichung der Abmessungen, in denen solche Abfanggräben und Spundwände schon verwendet worden sind, sei angeführt, daß der an sich nur 20 m hohe Norddamm des Wachusettbeckens einen Abfanggraben von bis zu 18 m Tiefe unter Talsohle hat, und daß die 15 cm starke Holzspundwand, die von der Sohle dieses Grabens aus noch niedergetrieben ist, eine Bohlenlänge von 12 bis 20 m aufweist.

Wo die undurchlässigen Schichten schon so tief liegen, wird der Dammbau natürlich außerordentlich teuer, so daß man sich vielleicht die Frage vorlegen wird, ob es nicht möglich wäre, einen standfesten Staudamm auch ohne Anschluß an die unbedingt undurchlässigen Schichten herzustellen. Daß dies auf einem nicht allzu durchlässigen Überlagerungsboden wohl unter Umständen möglich ist, beweisen die auf Sandboden und aus Sandschüttung hergestellten Dämme bei Ramgarh (Indien)[1]) und bei Ruthken, Westpreußen (ausführliche Beschreibung siehe S. 1012).

Die theoretische Möglichkeit eines Dammbaues auf derartigem halbdurchlässigem Untergrund ergibt sich aus den obigen Ausführungen über den Durchgang des Sickerwassers (S. 989): Um die Hauptgefahr, die Durchweichung der luftseitigen Böschung durch im Untergrund aufsteigendes Druckwasser zu verhindern, hat man nur durch entsprechend flache Anlage dieser Böschung dafür zu sorgen, daß die Drucklinie des unter dem Damm durchsickernden Wassers sich nicht über den luftseitigen Böschungsfuß erheben kann;

[1]) Vgl. A. Garrett in „the Royal Engineers Journal" Juni 1911, S. 401 ff.

Digitized by Google

dies ist also ein Fall, wo die Neigung der Dammböschung sich nach anderen Gesichtspunkten als denen der reinen Standfestigkeit bemißt. — Nötigt man dann außerdem das Druckwasser durch Anordnung einer tiefreichenden Spundwand einen weiten Umweg durch die tieferen beim Dammbau nicht gestörten und an sich in der Regel etwas dichteren Bodenschichten zu nehmen, so kann man einem derartigen Damm, obwohl er keine unbedingte Wasserdichtigkeit besitzt, bei mäßigen Stauhöhen vollkommen vertrauen.

Behandlung der Böschungen. Die Angriffe, gegen die endlich noch die Dammböschungen zu schützen wären, sind — auf der Wasserseite: Wellenschlag, die nagende Wirkung der beim Absenken zurückweichenden Wasserfläche und Eisschub — auf der Luftseite: Regenschlag, Wind, etwa durchdringendes Sickerwasser und von der Krone überfallendes Wasser. Gegen den letzteren ganz besonders verderblichen Angriff, um das vorwegzunehmen, kann man in der Regel einen Damm mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln nicht schützen; man muß daher durch reichliche Bemessung der Entlastungsanlagen, Überläufe usw. von vornherein dafür sorgen, daß auch die größten Hochfluten nicht über das vorgesetzte Stauziel gegen die Dammkrone ansteigen können. Weitaus die meisten der vorgekommenen Dammbrüche sind auf Vernachlässigung dieser wichtigen Vorsichtsmaßregel zurückzuführen.

Als wasserseitiger Böschungsschutz kommen vorwiegend grobes Trockenpflaster, bei reichlichem Steinvorrat wohl auch: grober Steinwurf und, bei Mangel an natürlichem Belagstein: Verwendung von Betonplatten oder einer zusammenhängenden Eisenbetonhaut in Betracht (Beispiele weiter hinten S. 1006 ff). Die Luftseite wird am besten über einem tiefer gelegten, als Schutz gegen Wühltiere dienenden groben Gestück mit Kies angeschüttet und berast. Bei hohen Dämmen tut man außerdem noch gut, kleine Bermen anzulegen, auf denen man das ablaufende Regenwasser in Rinnen nach durchgehenden in der Böschung verlegten Sammelschalen zusammenführt (vgl. Abb. 776). Im übrigen hat die Anlage von Bermen keinen Zweck, es sei denn, daß man bei ungewöhnlich steilen Böschungen (wie beim Damm von Charmes) kleine Absätze einschalten will, um für die Verlegung eines Betonplattenbelages Zwischenstützpunkte zu schaffen.

Ausführung.

Die jetzt in Kürze überschauten Aufgaben der Staudämme stellen natürlich auch ganz besondere Anforderungen an die Ausführung: Während es beispielsweise bei Eisenbahndämmen nicht viel verschlägt, wenn ein frisch geschütteter Damm im Laufe der Zeit um 5 bis 10% nachsackt, und während bei ihnen Wasserdichtigkeit keineswegs verlangt, im Gegenteil eher unerwünscht ist, liegen bei Dämmen, die Stauwasser halten sollen (also, vorweg bemerkt: auch Kanaldämmen) die Verhältnisse meist gerade umgekehrt und viel schwieriger.

Der Dammkörper, oder wenigstens seine Hauptteile, Kern, obere und untere Vorlage, müssen eine vollkommen gleichmäßige und dichtgelagerte Masse darstellen. Kopfschüttung, die Querfugen, Flankenschüttung, die Rutschflächen ausbildet, sind daher hier meist ausgeschlossen. Das Bestreben muß in der Regel in irgendeiner Weise immer dahin gerichtet sein, den Damm in annähernd wagrechten Schichten gleichmäßig hochzuführen.

Das prägt sich am deutlichsten bei den üblichen Verfahrensweisen der Trockenschüttung aus: meist werden die Rollgleise unmittelbar auf dem langsam emporwachsenden Damm der Länge nach verlegt, unter besonderen Verhältnissen wohl auch auf Schüttgerüsten (Abb. 790, 793, 796). Die Wagenzüge fahren vom Entnahmeort herein und die einzelnen Wagen werden je nach Wagenraum und der gewünschten Schichtstärke in kleinen Abständen gekippt. Das Material wird, von Hand oder maschinell, mit Eggen usw. verteilt und die Schichten, bei dichtenden Dammteilen gewöhnlich nicht stärker als 15 cm, werden eingestampft oder eingewalzt, wobei wohl zur Erhöhung der Dichtigkeit noch Kalk- oder Zementmilch aufgespritzt, bei an sich nassem Boden auch nur Kalk- oder Zementpulver trocken eingestreut wird.

Ausführung der Dichtung. Das Zusammenpressen der Schichten wird nur bei wenig umfangreichen Bauten noch mit Handstößel vorgenommen. Das Verfahren ist wenig ausgiebig und die Kosten daher ziemlich hoch: Ein Arbeiter vermag in 10stündigem Arbeits-

Digitized by Google

tag in 15 cm Schichten nicht mehr als bestenfalls etwa 5 cbm ordentlich zu stampfen[1]), so daß die Dichtung je nach Tagelohn nicht billiger als um 30 bis 60 Pfg/cbm hergestellt werden kann. Dabei läßt das Ergebnis, wenn nicht sehr sorgfältige Aufsicht geübt wird, leicht an Güte und immer an Gleichmäßigkeit zu wünschen übrig.

Besser in dieser Beziehung sind schon Pferdewalzen, die meist mit quer zur Achse geriffelter Mantelfläche ausgeführt werden, um ein Anwachsen des Flächendrucks mit zunehmender Dichtigkeit der Walzschicht zu erreichen: in die weiche Schicht sinken die Rillen anfänglich ganz ein, so daß die Last der Walze auf der ganzen Fläche ruht, je härter die Schicht wird, um so weniger sinken die Rillen ein und um so kleiner wird die tragende Fläche. (Eine besonders wirksame Form der Pferdewalzen bestand aus einem mit Steinen beschwertem Rollwagen auf dessen beiden Achsen je 5 bis 6 Scheibenräder so verteilt waren, daß die beiden Radsätze zahnartig dicht ineinandergriffen[2]).

Mit solchen Pferdewalzen wird zwar eine gleichmäßige, aber keine wesentlich billigere Arbeit erzielt als mit Handrammen. Daher hat man schon vielfach versucht, Maschinenantrieb einzuführen. Solche älteren Versuche sind die elektrisch (mit Talsperrenwasserkraft) betriebene Walze des Verstärkungsdammes bei Grosbois (um 1899), die nach Art des Maschinenpfluges durch Seilzug von elektrischen Winden bewegte, vierräderige Walze von St. Fargeau[3]), die piétineuse vom Jonage-Kanal, die das Stampfen der menschlichen Handarbeit unmittelbar nachahmte — ein wenig glücklicher Gedanken, und andere.

Abb. 767. Petroleum-Motorwalze für Erdschüttungen verwandt bei Villeguesin.
(Abb. 767/68 Aufn. Jacquinot.)

Neuerdings hat man dann in Amerika mit großem Erfolg Dampfwalzen für die dortigen Dammbauten angewendet. Diese Maschinen sind sehr leistungsfähig, aber mit eigentlichem Vorteil wohl nur bei so großen Bauten anzuwenden, wie sie in Amerika häufig sind. — Solche Walzen wurden z. B. in den Vergebungsbedingungen für den Bau des großen Ashokanbeckens von der Bauverwaltung des Staates New York vorgeschrieben, wo es galt, 4,5 Mill. cbm Erde in 15 cm Schichten einzuwalzen. Dabei wurde verlangt, daß die Walzen ein Dienstgewicht von 2 kg für jeden Quadratzentimeter derjenigen Tragfläche besitzen müssen, die erhalten wird, wenn von dem Walzenkreis ein Segment in Höhe von 25 mm abgeschnitten wird. Die Walzen mußten für den besondern Zweck natürlich ganz neu durchkonstruiert werden: möglichst standfest, auch auf unebenem weichem Boden, und

[1]) Beim Dammbau Straschin-Prangschin beispielsweise wurden in zwölfstündiger Schicht durchschnittlich nur 4 bis 5 cbm je Mann und Tag erzielt, bei 30 bis 32 Pfg. Stundenlohn.
[2]) Vgl. C. d. Bv. 1884, S. 190 und 1910, S. 7.
[3]) Gén. Civ. Bd. 42, Nr. 15.

Digitized by Google

für den Baubetrieb, wo ein Glied ins andere greift und Stockungen ausgeschlossen werden müssen, möglichst massig und unempfindlich[1]).

Für weniger umfangreiche Bauten sind kleinere Maschinen vorteilhafter, wie sie 1904/06 von Jacquinot, Ingénieur en chef d. p. et ch., bei den Staudämmen von Charmes und Villeguesin eingeführt worden sind[2]). Die Triebkraft liefert bei diesen Walzen (Abb. 767/68[3]) ein kleiner Petroleummotor, die Walzbreite beträgt 1,2 m, das Gewicht 2500 kg.

Die Leistungen dieser kleinen Walzen, die wegen ihrer Wohlfeilheit in größerer Zahl angeschafft werden können, haben außerordentlich befriedigt. Während man früher mit einer großen Walze von 5 bis 6000 kg Gewicht täglich nicht mehr als 600 cbm zu dichten vermochte, kam man mit einer entsprechenden Zahl der kleinen Petroleumwalzen bisweilen auf 2400 cbm/Tag, wobei die mittlere Leistung einer Maschine 250 cbm/Tag betrug. Später hat man anderwärts mit ähnlichen Walzen noch günstigere Ergebnisse erzielt. So bei den Dichtungsarbeiten am Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin[4]) unter schwierigen Verhältnissen, bei der Dichtung schmaler Kanalböschungen mit einer englischen Walze

Abb. 768. Staudammbau bei Villeguesin.

eine Tagesleistung von 350 cbm mit einem Petroleum- bzw. Benzinverbrauch von 30 bzw. 3 l, ferner neuerdings mit einer in Deutschland gebauten Erdwalze beim Bau der großen Straßendämme im Staubecken der Möhnetalsperre[5]).

Die Walze hatte hier Tonschiefer in teilweiser Vermischung mit humosem Lehm in Schichten von 15 bis 20 cm einzuwalzen. Sie hatte bei 1,2 m Breite ein Dienstgewicht von 4000 kg, wobei unter Berücksichtigung des Übergriffes der Hinterwalzen ein Druck von 30 kg auf 1 cm Breite entfiel.

Den beiden zuletzt erwähnten Walzen wird als besonderer Vorzug die große Standfestigkeit infolge tiefer Lage aller schweren Teile, leichte und weitgehendste Lenkbarkeit, der freie Stand des Führers und große Zuverlässigkeit des Antriebmotors nachgerühmt. Der bei den Dichtungsarbeiten am Großschiffahrtsweg noch empfundene Nachteil der gerillten Walzen, daß sie sich in dem dort vorhandenen, fast reinen Lehm zu sehr vollsetzten, ist bei der in Abb. 767 dargestellten, nach neuen Vorschlägen von Jacquinot weiter vervollkommneten französischen Walze durch die deutlich sichtbaren Schaber beseitigt. (Freilich kann man, um das hier einzuschalten, bei länger andauerndem Regen auf keine Weise den Walz- oder Stampfbetrieb durchhalten — ein bei der Veranschlagung der Bau-

[1]) Eng. Rec. 23. X. 1909.
[2]) G. C. 17. X. 1908 und Ann. d. p. et ch. 1908, I.
[3]) Vgl. auch ältere Abbildung in C. d. Bv. 1910, S. 7
[4]) Z. f. B. Bd. 60, S. 400 ff.
[5]) Z. d. Bv. 24. XII. 1910.

Digitized by Google

zeit nicht zu vergessender Punkt!) Vielfach wird gegenüber den großen Dampfwalzen der Wegfall des Kohlen- und Wasserfahrens als Vorteil empfunden und vor allem die große Beweglichkeit dieser kleinen Walzen, die auch auf beengtem Raum arbeiten können, so daß das Nacharbeiten von Hand auf ein Mindestmaß eingeschränkt werden kann (bei Villeguesin z. B.: 100 cbm gegenüber 296 000 Gesamtmasse).

Das Ergebnis der Anwendung dieser neuen Maschinenwalzen (auch der großen amerikanischen Dampfwalzen) ist bei Anwendung von Lehm und Sand in richtiger Mischung ein Dammkörper von außerordentlich großer Dichtigkeit mit einem Einheitsgewicht von 2000 kg/cbm, gegenüber einem natürlichen Einheitsgewicht von 1600 bis 1900 kg/cbm mit sehr geringer Neigung zum nachträglichen Setzen[1]).

Bei dem Staudamm von Charmes hat man Dichtigkeit und Gewicht noch etwas verbessert, indem man auf jede Lehmlage eine dünne Schicht Kies in — wohlfeiler — Verteilung durch stählerne Eggen aufbrachte, wobei sich scharfkantiger gebrochener Grus als besonders vorteilhaft erwies.

Abb. 769. Schwemmgerinne (Röhren) für Dammbau am Tenango. Luftseite. (Schuyler.)

Die so gewonnene Masse kommt also an Gewicht dem Mauerwerk schon nahe und übertrifft es an Gleichmäßigkeit und Dichtigkeit, so daß man Jacquinot wohl recht geben muß, wenn er meint, daß derartig ausgeführte Dämme, oder sagen wir allgemeiner: Dammteile, auch bei sehr großen Höhen den gemauerten Sperren gleichwertig sind.

Die Kosten dieser, der alten Hand-Rammdichtung erheblich überlegenen maschinellen Dichtung sind verhältnismäßig sehr niedrig, sie stellten sich bei den französischen Staudämmen auf etwa 24 Pfg. für den cbm, bei den Dämmen an der Möhnetalsperre, wo in etwas stärkeren Schichten unter viermaligem Übergehen eingewalzt wurde, gar nur auf 11 Pfg. für den cbm. Dieser letztere Preis setzte sich, wie folgt, zusammen:

Tagelohn des Walzenführers	7,50 M.
Benzinverbrauch: 35 kg zu 0,25 M.	8,75 „
Zins und Abschreibung: 25 % von 9500 M. Anschaffungspreis der Walze auf 160 Arbeitstage gerechnet rd.	14,80 „
Verschleiß und Schmiermittel	4,74 „
Im ganzen rd.	36,00 M.

Eingewalzt wurden täglich rd. 300 bis 400 cbm mit einer Walze.

[1]) Jacquinot teilt in C. d. Bv. 29. IX. 1906 von einem 12 m hohen Erddamm ein Setzmaß von kaum 7 cm anderthalb Jahre nach der Inbetriebnahme mit.

Digitized by Google

Dichtung und Schüttung durch Einschwemmen. Die für die Bildung von dichten Dämmen verfügbaren Ausführungsweisen sind in neuerer Zeit durch das von amerikanischen Ingenieuren eingeführte Spülverfahren wesentlich bereichert worden. Dieses Verfahren beruht auf der Tatsache, daß loser Boden, von Druckwasserstrahlen aufgeschwemmt, sich von selbst in einer der natürlichen Lagerung nahekommenden Dichtigkeit absetzt. Hat man genügend Gefälle zur Verfügung, um vom Lösungsplatz ein Gerinne mit der erfahrungsgemäß nötigen Mindestneigung von 3 bis 4% anlegen zu können, so kann man so weit gehen, auch die Anfuhr der Schüttungserde dem Wasser zu überlassen.

Das Material (Lehm, Mergel, Kies, lose Konglomerate, zersetzter Felsen) wird am Hang durch die Wasserstrahlen mächtiger Spritzen, der „Monitors", gelöst und mit dem Wasser in das meist hölzerne Zuleitungsgerinne geleitet, das an der Baustelle angelangt der Länge nach, nach Bedarf in mehreren Stockwerken, über die ganze Länge des Dammes geführt wird. (Abb. 769/70.) Die fließende Masse entweicht durch seitlich angesetzte Zweigrinnen oder Röhren und lagert sich hinter vorher trocken aufgeschütteten Fußdämmchen ab, während das Wasser irgendwo überläuft, vielleicht auch durch einen provisorischen Überfallschacht abgezogen wird. Spült man dabei, wie es Abb. 769 veranschaulicht,

Abb. 770. Santo Amarodamm. Gewinnung des Schüttbodens in dreierlei Höhen. (Eng. Rec. 1908.)

von außen nach innen, so gewinnt man den Vorteil, daß sich das gröbere, steinige Material, als das schwerere, außen auflagert, während die feineren, sandigen und lehmigen Bestandteile sich innen dicht anlagern, gegebenenfalls an den Betonkern, der bei derartig ausgeführten Dämmen ebensogut wie bei Trockenfüllung angewandt werden kann und mit der Füllung langsam hochgeführt wird. (Instruktive Abbildungen in Eng. Rec. 3. IV. 1909 und Schweiz. Wasserw. 1912, S. 243ff.).

Der Vorzug des Verfahrens ist vor allem seine große Billigkeit. Die Dichtigkeit wird nicht ganz so hoch gebracht wie beim französischen „corroi", doch beweisen zahlreiche Ausführungen, bis zu den größten Höhen (Abb. 796), daß man, allenfalls eben mit Anwendung des Betonkerns, durchaus gute und sichere Ergebnisse erhält.

— Die schon auf S. 996 erwähnte Anordnung einer aufgelösten Kernmauer wird in gleichzeitiger Verbindung mit dem Schwemmschüttverfahren ganz besondere Vorteile bringen (vgl. Abb. 770 a). Die Entwässerung der frisch eingeschwemmten Masse ist bei diesem Verfahren immer ein etwas heikler Punkt gewesen. Häufig ist es schon vorgekommen, daß das ausdrainierende Wasser zu wenig Abzug fand, sich in dem Schwemmteich zu hoch aufstaute und die an den Böschungen aufgeschütteten Haltedämme durchbrach. (Vgl. auch S. 1040.) Der hohle Kern gestattet es, das überschüssige Wasser nach Belieben durch die einzubauenden regulierbaren Rohrdurchlässe in das Innere der Kernmauer herein und von dort durch die nach dem luftseitigen Dammfuß geführten Rohrleitungen abzuleiten. In gleicher Weise wird das Ausreifen des am schwersten zu entwässernden mittleren Schüttungsteiles befördert und einer willkürlichen Regelung zugänglich gemacht. Es ist wohl zu erwarten, daß diese von

Digitized by Google

der Erfinderin, der Ambursen Hydraulic Construction Co. in Boston, in ihre Idee gesetzten Hoffnungen sich bei einer Anwendung des Verfahrens in der Hauptsache erfüllen werden. —

Allerdings erfordert die Anwendung des Spülverfahrens eine ganz besondere Sachkenntnis sowohl bezüglich der Beurteilung des Materials wie der Anordnung der Betriebsanlage, um einen Fehlschlag oder unnötigen Geldaufwand zu vermeiden. In beiden Beziehungen ist es vor allem wichtig, daß Wasser in ausreichender Menge und unter genügendem Druck zur Verfügung steht. Wo es nur am Druck fehlte, hat man diesen auch wohl schon durch Zentrifugalpumpen aufgebracht, wobei ungeachtet des hohen Kraftverbrauchs, bei mäßigen Kohlenpreisen, oder wenn eine eigene Wasserkraft zur Verfügung stand, noch billig gearbeitet werden konnte.

Abb. 770a. Schwemmschüttung in Verbindung mit Zellenkern.
(Ambursen H. C. Co.)

Der amerikanische Ingenieur Schuyler, hochverdient um die Entwicklung dieser eigenartigen Bauweise, gibt an[1]), daß die besten Leistungen im allgemeinen mit einem Nutzdruck (an der Monitordüse) von 70 bis 105 m und bei Wassermengen von 280 bis 450 l/sek, für jede Düse, erzielt werden. Doch hat man auch schon mit Drücken von 30 m und Wassermengen von 50 l/sek noch gute Ergebnisse erhalten, je nach der Lagerung und Zusammensetzung des verfügbaren Schüttbodens.

Die erreichbaren Fortschrittsleistungen sind dabei denen der Trockenschüttung durchaus an die Seite zu stellen; bei den oben angegebenen Wasser- und Druckverhältnissen erhält man je nach dem Gewicht der Bodenart einen Wirkungsgrad (Anteil der festen Masse) von 15 bis 30%, also eine Stundenleistung von 150 bis 450 cbm für jede Düse, die freilich durch Umsetzpausen usw. noch etwas gemindert wird. Zum Vergleich sei erwähnt, daß große Dampfschaufeln im allgemeinen nicht mehr als 200 bis 250 cbm in der Stunde leisten.

Die Kosten der Dammausführung nach dem Schwemmsystem sind dabei sehr niedrig. Sie haben unter gewöhnlichen Verhältnissen bei den meisten bekannt gewordenen amerikanischen Ausführungen zwischen 30 und 40 Pfg. für 1 cbm, im Entnahmeeinschnitt gemessen, betragen (Hilfsarbeit und Betriebskraft für Lösen, Beischwemmen und Einspülen nebst Abschreibung der Baueinrichtung inbegriffen). Zum Vergleich sei bemerkt, daß gleichfalls in Amerika bei sehr großen in Trockenschüttung eingebrachten Dämmen 1,6 bis 2,3 M. für den cbm als Vergebungspreise erzielt wurden. Indes ist bei solchem Vergleich noch zu beachten, daß man in der Regel bei geschwemmten Dämmen etwas flachere Böschungen und daher entsprechend mehr Erdmassen anwenden muß, als es bei Trockenschüttung möglich ist. Immerhin bleiben die wirtschaftlichen Vorzüge des Verfahrens noch groß genug, um auch die europäischen Ingenieure zur gelegentlichen Nachahmung ermuntern zu dürfen.

[1]) Eng. Rec. 22. XII. 1906 und (besonders ausführlich und lehrreich): Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Bd. 58 paper 1043.

Digitized by Google

Beschreibung einzelner bemerkenswerter Ausführungen von geschütteten Dämmen.

Die Staudämme von Villeguesin und Charmes[1]).

Diese beiden Dämme sind von der französischen Staatsbauverwaltung für die Wasserversorgung des Marne-Saône-Kanals errichtet und 1905 bzw. 1906 in Betrieb genommen worden. Ihre Hauptabmessungen sind die folgenden:

	Kronenlänge	Höhe über Gründungssohle	Größte Sohlenbreite	Beckeninhalt	Masse des Dammes	Kronenbreite
Villeguesin	1250 m	12,71 m	43,63 m	8 700 000 cbm	—	4,0 m
Charmes	362 „	22,00 „	63,97 „	11 600 000 „	296 000 cbm	4,5 „

Beide Dämme, Querschnitt: Abb. 763, 771 sind in der bereits beschriebenen Weise aus sandhaltigem Lehm, der von Villeguesin außerdem unter Einstreuen von Kies zwischen die einzelnen 15 cm hohen Schichten (Abb. 768), mit Petroleumwalzen gedichtet; sie sind dieser Ausführung entsprechend verhältnismäßig sehr steil gebösch t, an der Wasserseite außerdem durch eine sorgfältig ausgeführte Betonbekleidung (Abb. 774) befestigt.

Abb. 771. Staudamm bei Charmes. Querschnitt. Maßstab 1 : 1300.
(Abb. 771—773 nach Génie Civ. 1908.)

Der Untergrund bestand in beiden Fällen aus ziemlich dichten Lagen blauen Lettens, unter denen bei Villeguesin feste Mergelschichten, bei Charmes undurchlässige ältere Lettenbänke gelagert waren.

Die Schutzmauer am oberen Dammfuß wurde jedesmal bis in diese undurchlässigen Schichten hinabgeführt und hat bei Charmes bis zu 15 m Höhe erreicht. Sie ist aus Feinbeton, 20 mm Größtkorn, in Schichten von 12 bis 15 cm eingestampft, wobei zwischen die einzelnen Schichten jedesmal ein Anflug von dicker Zementmilch gegeben wurde.

Im oberen Teil des Abfanggrabens, wo der Boden sich nur mit flacher Böschung ausheben ließ, hat man, um an Beton zu sparen, um die Mauer herum wieder Lehm eingewalzt.

Die Baugrube der Mauer war durch Tonröhren entwässert nach einem in der Mauer selbst ausgesparten Brunnen: von diesem führte eine 40 cm weite Zementrohrleitung im Stollen nach einem oberhalb angeordneten 2,3 m weiten Pumpenschacht. Eine sehr sorgfältige Behandlung dieser Mauerausführung und des Anschlusses am Dammfuß ist, wie der Erbauer selbst (in Ann. d. p. et. ch. I. 1908) hervorhebt, von größter Wichtigkeit. — Denn die ganz an den Dammfuß vorgezogene Lage dieser Mauer ist ohnedies insofern etwas heikel, als das Wasser natürlich große Neigung hat, durch den verhältnismäßig dünnen Dammfuß, über den Kopf der Mauer hinweg, schräg nach der Dammsohle oder einer Schichtfuge entlang durchzudrücken: eine Verlegung der Abfangmauer weiter gegen die Dammmitte zu, also eine der englischen Kernbauweise sich nähernde Ausführung, würde zweifellos größere Sicherheit bieten.

[1]) Nach G. C. 17. X. 1908 und besonderen Mitteilungen von Herrn Jacquinot, ing. en chef des p. et ch. in Chaumont.

Digitized by Google

Bei dem Becken von Charmes hat die Schutzmauer beiderseits weit in den Berg hinein verlängert werden müssen, weil in dem Letten schichtenweise Einlagerungen von knolligem, sehr durchlässigem Kalkmergel bis herab auf 15 m unter das Stauziel gefunden wurden. Man hielt beim Antreffen dieser Schichten anfangs die Ausführbarkeit des Beckens überhaupt für ausgeschlossen, überzeugte sich dann aber, daß diese durchlässigen Schichten in einiger Entfernung von der Oberfläche durch eingeschwemmten Letten gedichtet waren. So hat man denn die Schutzmauer in voller Stauhöhe, wie es Abb. 772 und 773 zeigen, nach rechts um 93, links um 65 m in den Hang hinein verlängert. Um am Beton zu sparen, hat man den Mauerkörper ausgehöhlt und die entstandenen Stollen von außen zugänglich gemacht. Auf diese Art wurde zugleich die Möglichkeit gewahrt, die Mauer in einfacher Weise unterirdisch zu verlängern, wenn der beabsichtigte Erfolg nicht voll erreicht worden wäre. Das ist indes nicht nötig geworden, da keine Durchsickerungen eingetreten sind.

Die Böschungsbekleidung der beiden Dämme wurde in dem erwähnten Feinbeton an Ort und Stelle gemischt und eingestampft (Abb. 774). Die einzelnen Platten sind

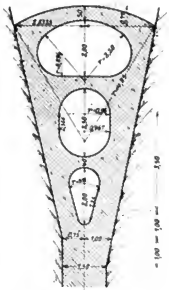


Abb. 772. Querschnitt. Maßstab 1 : 150.

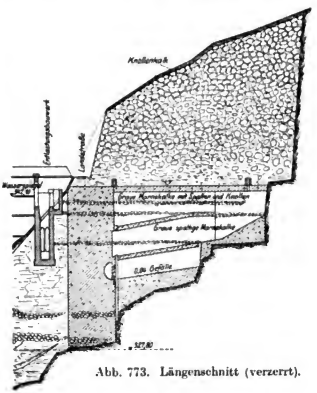


Abb. 773. Längenschnitt (verzerrt).

Abb. 772/73. Seitliche Abfangmauer des Dammes bei Charmes.

3 m breit, und in Stufen von 1,7 m Höhe untergeteilt. Die Deckplatten der zur Verhütung des Abrutschens der Platten eingeschalteten Zwischenbankette sind mit 10 bis 20 mm weiten lehmgedichteten Fugen angeschlossen, die mit etwas Zementmörtel gedeckelt sind (Abb. 775), um die, sonst im Laufe der Zeit durch die wiederholten Absenkungen des Beckens (mit rückläufiger Wasserbewegung aus der durchfeuchteten Dammoberfläche) zu befürchtende Ausspülung des Lehms hintanzuhalten — eine Absicht, die nach vorausgegangenen langjährigen Versuchs-Beobachtungen vollkommen erreicht wird.

Dieser Belag hat sich nach Angabe von Jacquinot vorzüglich bewährt: von 6000 ausgeführten Platten sind nur 3 gerissen, und diese nur infolge fehlerhafter Herstellung. Als notwendiges Erfordernis für ein gutes Ergebnis wird rasche Fertigstellung angegeben: „keine Platte sollte mehr als $^1/_2$ Stunde zu ihrer Fertigstellung brauchen".

Die Entnahme des Talsperrenwassers findet bei beiden Dämmen durch Türme und gemauerte Stollen statt. Das Hochwasser fällt bei Charmes seitlich über einen gemauerten Hangüberlauf, bei Villegusin über die Krone der Entnahmetürme, wie nachher noch näher zu beschreiben sein wird.

Digitized by Google

Abb. 774. Bauausführung.

Abb. 774/75. Betondecke des Dammes bei Villeguesin.
(Ann. P. et Ch. 1908. I.)

Die Ausführungskosten von Villeguesin haben betragen:

Gegenstand	Gesamtpreis		Einheitspreis	
Abfangmauer				
Aushub	72000 M.			
Betonmauerwerk	205000 „		37,5 M/cbm	
		277000 M.		
Dammkörper				
Reinigen und Zurichten des Dammfundaments	84000 M.		0,285 „	
Aushub, Beifuhr, Einbringen und Walzen der Schüttung	672000 „		2,275 „	
		756000 „		2,56 M/cbm
Bekleidung (23500 qm)				
Aushub und Verschiedenes	28000 M.		1,2 M/qm	
Betondecke und Treppen	216000 „		9,2 „	
		244000 „		10,40 M/qm
Entnahmetürme				
Anschüttungen	5600 M.			
Mauerwerk	47400 „			
Eisenkonstruktionen	40000 „			
		93000 „		
Ableitungskanäle		68000 „		
Straßenverlegungen im Staubecken		305000 „		
	Gesamtbaukosten	1743000 M.		15 Pfg/cbm (in bezug auf Stauinhalt).

Digitized by Google

Fußmauer, Dammschüttung und -bekleidung haben zusammen 1 277 000 M. gekostet: 4,30 M. für den cbm der Schüttmasse. Im Hinblick auf die früher (S. 989) aufgestellte Vergleichsrechnung zwischen Mauer- und Dammkosten ist auf die Massenersparnis hinzuweisen, die bei der Beschaffenheit des „corroi" durch steilere Böschungen erzielt worden ist. Wenn man mit Rücksicht auf die mitgeteilten Rutschungen eine Böschung von durchschnittlich 1:1,7, wie ausgeführt, lieber durch eine solche von durchschnittlich 1:2 ersetzt sehen möchte, so bleibt bei rd. 22 m Dammhöhe immer noch gegenüber der früher angenommenen Böschung 1:2,5 eine ungefähre Umrechnungsziffer $\frac{2,0}{2,5} = 0,8$, womit sich der Einheitspreis auf $0,8 \cdot 4,3 = 3,44$ M/cbm vermindert: dieser Satz liegt schon an dem Grenzpreis der Mauerausführung, und da hier die Ausführung durch schwierige Grunddichtung verteuert wurde, da außerdem die kostspieligste französische Bauweise zugrunde liegt, wird schon an diesem Beispiel die wirtschaftliche Überlegenheit des Dammes gegenüber der Mauer klar, ganz abgesehen davon, daß im gegebenen Fall durch die Bodenverhältnisse der Damm überhaupt als einzige Lösung gegeben war.

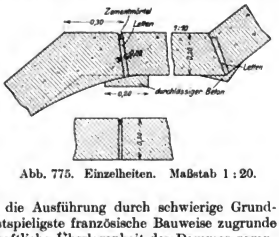


Abb. 775. Einzelheiten. Maßstab 1:20.

Damm bei Belle Fourche (Süd-Dakota) [1]).

Ein reiner Erddamm von außerordentlich großen Abmessungen ist von der Nordamerikanischen Staatsbauverwaltung in den Jahren 1906/10 21 km nordöstlich der Stadt Belle Fourche (Süd-Dakota) errichtet worden. Er dient im Zusammenhang mit dem großartigen Bewässerungsunternehmen, für das eine eigene Bauverwaltung, der United States Reclamation Service, geschaffen wurde, der Wasseransammlung für landwirtschaftliche Zwecke. Der Damm schließt (Abb. 776/77) ein weites, für gewöhnlich trockenliegendes Wüstental ab: das Wasser wird durch einen 10,3 km langen Kanal von 56 cbm/sek Normalleistung aus dem Belle-Fourchefluß hergeleitet, dessen Tal selbst keine günstige Staugelegenheit bot.

Der ein Becken von 250 000 000 cbm Inhalt und 32,5 qkm Oberfläche abschließende Damm hat 1980 m Länge und an der Kreuzung des Talwegs des Owl Creek seine größte Höhe von 37 m, im übrigen Teil haben 850 m der Dammlänge mehr als 15 m Höhe, 550 mehr als 23, und 30 mehr als 30,5 m. Die Gesamtmasse des mit 5,8 m Kronenbreite angelegten und in der Hauptsache 1:2 geböschten Dammes mißt 1 160 000 cbm; also ganz gewaltige Abmessungen, die nach jeder Richtung zu möglichst wirtschaftlichem Vorgehen veranlassen mußten. Daraus erklärt sich unter anderem auch die eigentümlich gewundene Führung der Dammachse, die sorgfältig nach der Höhenkurve ausgesucht wurde, um an Masse zu sparen.

Aus dem Damm zweigen zwei Hauptspeisekanäle ab, ein Entlastungsüberfall ist am linken Flügel angelegt.

Der weite Talboden besteht in etwa 6 bis 12 m Tiefe aus einem schweren dichten Lehm („gumbo"), darunter liegt ein weicher Tonschiefer. In der Lehmdecke finden sich einzelne kleine Einlagerungen von Kies; größere zusammenhängende Kieslager, die für die betonierte Decke des Dammes in Betracht kommen konnten, fanden sich erst in 10 km Entfernung.

Der Querschnitt wurde unter Einhaltung der gebotenen Sicherheitsgrenzen möglichst sparsam angelegt, die wasserseitige Böschung ist daher zweimal gebrochen, die luftseitige ist abgestuft und in besonderer Weise gegen Auswaschung durch die in jener Gegend zeitweilig auftretenden sehr heftigen Regengüsse geschützt.

Ein Abfanggraben von 3 m Sohlenbreite und Böschung 1:1 ist bis auf die zuverlässig dichten Schichten, je nach Örtlichkeit: 1,5 bis 6 m tief niedergebracht. Er wurde mit er-

[1]) Eng. Rec. 16. V. 1908 und 2. IV. 1910 sowie besondere Mitteilungen des United States Reclamation Service.

Digitized by Google

lesenem Material in 10 cm starken Schichten eingewalzt. Die Anordnung dieses Grabens in Dammachse ist wohl nicht recht begründet, besser wäre es gewesen, ihn halbwegs nach dem wasserseitigen Fuß vorzuverlegen.

Vor dem Dammbau wurde der Talboden in ganzer Ausdehnung von Pflanzen und Wurzeln befreit, alle Kies- und Sandlöcher ausgegraben, die Oberfläche sodann 20 cm tief aufgepflügt, und darnach wieder eingewalzt. Dann wurde der Schüttboden in 15 cm starken Schichten (Stärke nach dem Walzen gemessen) eingebracht und gewalzt, wobei ein Einheitsgewicht von 1880 kg/cbm erzielt wurde. Es entsprach dies einer Raumvergrößerung gegenüber dem Einschnittsausmaß von nur 1%. (Bei dem französischen „corroi" wurde im Gegenteil eine Raumverminderung von bis zu 5% erzielt.) Vor dem Auftragen einer neuen Lage wurde die alte stark genäßt.

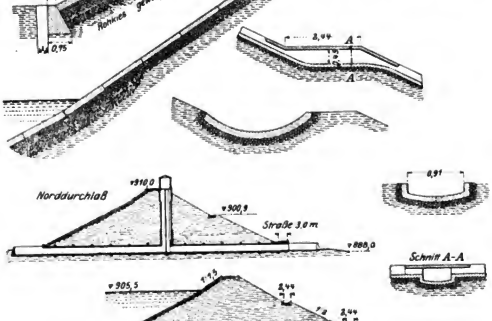


Abb. 776. Bellefourchedamm (Süddakota). Maßstab 1 : 1400 und 1 : 140, 1 : 70.
(Abb. 776—777 Eng. Rec. 1910 und Bauzeichng.)]

Mangels natürlichen Steinmaterials mußten die Böschungen mit Betonplatten abgedeckt werden. Diese und der für die 60 cm starke Unterbettung nötige Kies mußten auf 10 km beigeführt werden. Die Platten wurden sehr groß: 1,5/2 m, an der Kiesgrube selbst hergestellt und erst zum Verlegen an den Damm gefahren (Abb. 778). Dieses Verfahren hat ganz allgemein gegenüber der Herstellung des Belages auf der Böschung selbst den Vorzug, daß die beiden Arbeitsvorgänge, der Dammschüttung und Betonierung, nebeneinander her ausgeführt werden können, also — da das Verlegen der fertigen Platten natürlich rascher geht: Zeit gespart wird. Außerdem mochte in dem trockenen Klima des Belle-Fourchedammes die auf einem geschlossenen ebenen Betonierplatz gegebene Möglichkeit einer sorgfältigeren Herstellung und nachträglichen Feuchthaltung der Platten (ein für Dichtigkeit und Haltbarkeit sehr wichtiger Punkt) diese Herstellungsweise vorteilhafter erscheinen lassen.

Die luftseitige Böschung ist mit 40 cm Humus angedeckt und angesät; auf den Bermen sind Betonrinnen angelegt und alle 300 m in der Fallinie verlaufende Sammel-

Digitized by Google

rinnen geführt, die das Regenwasser bis zum Dammfuß führen, ohne es mit den unteren Bermen- und Böschungsflächen weiter in Berührung kommen zu lassen.

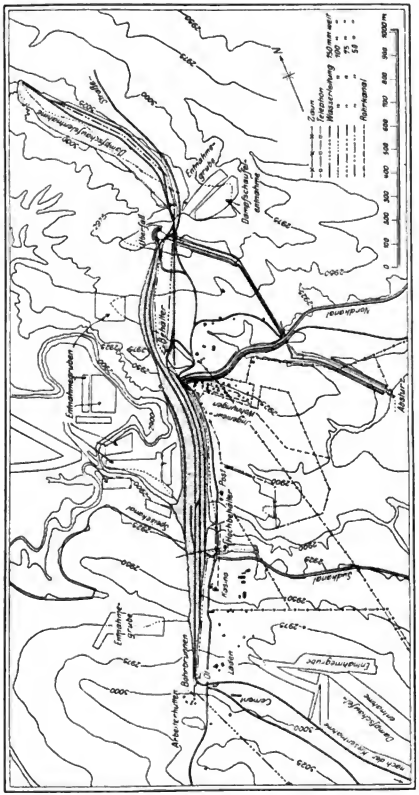


Abb. 777. Bellefourchedamm. Lageplan der Baustelle. Maßstab 1 : 18000.

Die Auslässe zu den beiden Speisekanälen sind als Eisenbetonstollen mit Schiebertürmen in Dammachse angelegt (Abb. 777).

Der am Nordende des Dammes befindliche Überlauf (Abb. 776) hat eine halbkreisförmige 4,5 m unter Dammkrone liegende Überfallschwelle von 96 m Länge, die Vorbucht

Digitized by Google

ist in Schiefergestein eingeschnitten, ein Erdkanal von 350 m Länge führt vom Fallbett weg und gießt in ein 500 m langes Betongerinne aus. Dieses ist in Eisenbeton-Düker unter dem Nordkanal durchgeführt, der gleichzeitig hier einen Spülauslaß erhalten hat. Gleich dahinter weitet sich der Kanal und schüttet auf eine weiche Schieferbank aus, von der man annimmt, daß sie bald weggewaschen sein wird. Es wird dann ein natürliches Beruhigungsbecken vorhanden sein, aus dem das Wasser ruhig in den anschließenden 415 m langen Erdkanal abfließt, an dessen Ende ein letztes, schwer befestigtes Fallbett zum Owl Creek hinableitet. Der Entlastungskanal ist oberhalb des Nordkanals für 18, unterhalb desselben für 45 cbm/sek bemessen.

Ausführung des Dammes. Die Bewältigung der sehr umfangreichen und zum Teil unter schwierigen Verhältnissen auszuführenden Arbeiten verdient etwas näher beschrieben zu werden.

Die Schüttungserde wurde in verschiedenen, in Abb. 776 angegebenen Entnahmegruben, zum größeren Teil durch zwei Dampfschaufeln, zum kleinern durch Schürfmaschinen („Grader", Abb. in Eng. News Bd. 46, Nr. 7) gewonnen und mit Lokomotivbetrieb auf Rollwagen von 3 bzw. 1 cbm Inhalt auf 90 cm-Spur eingefahren mit einer mittleren Transportweite von 1200 m. Schieferhaltiges Material war von der Benutzung ausgeschlossen, ebenso Steine über 15 cm und ein am Nordabhang anstehender, salzhaltiger und um etwa 290 kg/cbm leichterer Boden. Die Gleise waren auf dem Damm so angeordnet, daß nicht weiter als auf 15 m verteilt werden mußte; bis zur ersten Berme lagen 3 Gleise, bis zur zweiten 2 und darüber nur noch eins mit einem Rückkehrgleis für leere Wagen daneben. Das Entladen eines 10 bis 14 Wagen enthaltenden Zugs wurde durch nur zwei Mann besorgt, indem der eine, Wagen für Wagen, die Haltekette löste, und der zweite kippte, alles im langsamen Weiterfahren des Zugs.

Der Schüttboden wurde mit vierspännigen Eggen verteilt, deren zehn im Gebrauch waren. Für das Einwalzen war eine 12-t-Dampfwalze von 1,2 m Walzenbreite da, die Hauptarbeit besorgten aber drei 32pferdige 21-t-Zuglokomotiven, deren Radkränze auf zusammen 1,8 m verbreitert worden waren.

Sobald die Walzschicht die Höhe des Schienenkopfs erreicht hatte, wurde das Gleis um 4 m seitwärts weiter gerückt, wobei die Schwellen auf ein vorher bereitetes Bett, bestehend aus zwei Walzschichten, verlegt wurden. Eine Gruppe von 20 Mann war ständig durch diese Arbeit in Anspruch genommen. Die Dammerde, obwohl der Mischung nach vorzüglich geeignet, bereitete bei der Gewinnung und Verarbeitung ziemliche Schwierigkeiten, weil sie in trockenem Zustand mergelartig hart war, auch starke Staubentwickelung verursachte, bei nassem Wetter dagegen sehr zäh wurde.

Zur Wasserbeschaffung für die oft sehr notwendige Nässung waren zwei über 400 m tiefe artesische Brunnen und ein Hochbehälter am Südende angelegt. Später, als der Zuleitungskanal, zur sofortigen Inbetriebnahme der Südlinie, bis zum Damm verlängert war, wurde das Wasser hier von einer 150-mm-Pumpe entnommen und in einem stillgelegten Dammerde-Gewinnungsort angesammelt. Den ganzen untern Dammfuß entlang war eine 15 bis 10 cm weite Rohrleitung verlegt, an die alle 45 m Hydranten angeschlossen waren, die 50-mm-Schläuche speisten. Für jede Verteilegge waren zwei Schlauchführer und ein Pferd zum Ziehen der Schlauchrolle nötig. Übrigens war, mit Ausnahme sehr trockenen Wetters, ein Annässen des frischgeschütteten Materials meist nicht nötig, nur die gewalzten Schichten mußten nachgenetzt werden.

Besondere Maßnahmen verlangte die Ausfüllung des tiefsten Dammteiles über dem Talweg des Owl-Creek. Hier war eine Öffnung für etwaigen Wasserablauf gelassen worden, bis der Damm auf 5 m über die obere Berme aufgeführt war (Abb. 776). Zur Ermöglichung des Materialtransports wurde eine 65 m lange Gerüstbrücke auf 15 m hohen Pfeilern geschlagen, die dann auch zur Schüttung benutzt wurde. Das Bachbett wurde sorgfältig gereinigt und dann wurden hier, im höchsten Dammquerschnitt, drei Abfanggräben, 1,5 m unter der Bachsohle und beiderseits 3 m einbindend, angelegt. Das Bachbett war unterdessen ober- und unterhalb für den Fall von Wachswasser durch Fangdämme gesperrt, durch die ein Holzgerinne gezogen war. Die erforderliche Wasserhaltung war sehr gering. In den Abfanggräben wurde zuerst mit Handstampfen gedichtet, die aber, sobald genügend Platz war, durch die kleinen Dampfwalzen abgelöst wurden. Um jede Durchsickerung

Digitized by Google

abzufangen, wurden unter dem letzten Graben 10-cm-Tonröhren mit offenen Fugen in gewaschenen Kies verlegt, der vom Schieferuntergrund bis über die Höhe der alten Bachsohle heraufreichte. Ein 15-cm-Sammelrohr führt das Druckwasser vor den luftseitigen Dammfuß.

Beton-Platten. Zur Herstellung des wasserseitigen Böschungsbelags war in dem 10 km entfernten Kieslager eine leistungsfähige Betonierstelle angelegt. Der mit Baggern gelöste Kies wurde dreifach gesiebt (6-25-50 mm Korn) und getrennt auf Maulesel-wagen nach einem 0,8 cbm Würfelmischer am Ende eines 570 cbm fassenden Zementlagers geführt Die Mischung wurde im Verhältnis 230 l Zement auf 1 cbm Beton angesetzt und der fertige Beton in Wagen vor die Formen geführt, die als offene Holzrahmen auf den vorher geebneten und gedichteten Boden verlegt waren. Der Beton, der nach amerikanischem, für die Wasserdichtigkeit sehr zuträglichem Gebrauch sehr naß angemacht

Abb. 778. Bellefourchedamm. Verlegen der Betonplatten der Wasserseite.
(U. St. Reclam. Serv.)

war, wurde nicht gestampft, sondern lediglich mit eisenbeschlagenem Lineal glatt abgestrichen und sofort mit einer schweren Holzplatte zugedeckt, über die genäßte Sackleinwand gelegt wurde. Sobald der Beton genügend abgebunden hatte, wurde er mit Stahlkellen flüchtig geglättet und mit 8 cm Erde bedeckt, die dann 30 Tage lang naß gehalten wurde; hierfür waren nach Bedarf Hydranten verteilt. Der Arbeitsplatz bedeckte eine Fläche von 36 500 qm und konnte 4000 von den 1,52/2,00 m messenden Tafeln aufnehmen.

Die Tafeln, je 1350 kg schwer, wurden dann auf Rollwagenzüge verladen und mit Lokomotiven auf die Dammkrone geführt, wo sie durch zwei Auslegerkranen, einen oben und einen am Fuß auf 5,4 m Spur laufenden, abgenommen und verlegt wurden (Abb. 778). Jeder dieser Kranen hatte 3 t Mindesttragkraft und 20 PS Maschine bei 7,5 m Mast- und 15 m Auslegerlänge. Die Platten wurden etwas zu hoch verlegt und durch hölzerne Rammen nach abwärts an den Platz getrieben, dann wurde der feine Kies unter der Platte durch lange, dünne Stahlstampfen dicht angestochen. Die Stoßfugen benach-

Digitized by Google

barter Lagen sind um mindestens 30 cm gegeneinander versetzt. Die unterste Plattenreihe ist in sorgfältiger Weise durch Betonmäuerchen und Pfahlwand (Abb. 777) abgestützt.

Vor Verlegung der Platten war ein Kiesbett eingebracht worden. Die untere der beiden je 30 cm starken Lagen besteht aus dem ungesiebten Aushub der Betonkiesgrube, die obere hälftig aus 25 und 50 mm Korn ohne Sand. Der ungesiebte Kies wurde oben an der Dammböschung gekippt und durch von Mauleseln gezogene Kratzer über die Böschung verteilt. Arbeiter vollendeten das Werk mit breiten Rechen. Dann wurde stark gewässert und 6 bis 24 Stunden zum Setzen Zeit gelassen. Schließlich wurde mit einer 1,5 m langen und 90 cm dicken Betonwalze gedichtet, die unter eigenem Gewicht hinunter rollte und von einem auf der untern Berme gehenden Gespann mittels Flaschenzugs wieder aufgeholt wurde. Nach sechs- bis neunmaligem Walzen war genügende Dichtigkeit erzielt. Die obere Kiesschicht wurde in ähnlicher Weise, wie eben beschrieben, verteilt, aber nicht gewalzt.

Der von Ingenieur Walther (U. S. R. S.) entworfene Damm ist in Anbetracht der weiten Transportwege, der hohen Kohlenkosten (44 M/t) und der schwierig zu behandelnden Dammerde in der Ausführung verhältnismäßig billig gekommen: Die Dammschüttung, einschl. Gewinnen, Beiführen, Walzen usw. war um 1,55 M/cbm an einen Unternehmer vergeben (was aber anscheinend etwas zu niedrig war, da der erste Übernehmer später zurücktrat).

Der Betonplattenbelag kostete, alles inbegriffen und fertig verlegt, etwa 58 M/cbm (38,5 M/cbm ohne Zementlieferung) oder 11,6 M/qm.

Die Gesamtbaukosten des Staudammes mit Einschluß der Auslaßtürme und Überfälle haben 3 800 000 M. betragen, das sind: 3,25 M. für den cbm Schüttmasse[1]).

Die Staudämme bei Straschin-Prangschin und Ruthken[2]) an der Radaune.

Diese beiden Dämme sind von zwei westpreußischen Kreisen: Danziger Höhe bzw. Karthaus in den Jahren 1908/1910 erbaut worden. Ihre wichtigsten Größenverhältnisse sind der folgenden Übersicht zu entnehmen:

	Kronenlänge	Größte Höhe über Grundsohle	Stauhöhe über Talsohle	Kronenbreite	Größte Sohlenbreite	Masse des Dammes	Beckeninhalt
	m	m	m	m	m	cbm	cbm
Straschin-Prangschin	265	18	15,2	5	80	76 000	3 500 000
Ruthken	70	10	8	6	51	19 000	1 000 000

Beide, an sich ja kleinen Dämme, verdienen hier deshalb Beachtung, weil sie vorwiegend der Wasserkraftnutzung dienen, gleichzeitig sollen sie indes noch als Sandfänge wirken, um die Verlegungen des Mündungsgebietes abzuschwächen, die durch die außerordentlich starke Sandführung der tief im Diluvium eingeschnittenen Radaune alljährlich herbeigeführt wurden. Der Staudamm von Ruthken ist außerdem von allgemeinem Interesse, weil er in der Hauptsache aus Sand besteht und auch nur auf Sandboden gegründet ist.

Der Staudamm bei Ruthken[3]). Den Charakter der Baustelle zeigt Abb. 779.

Der Querschnitt des Dammes ist, der Natur der überwiegend aus leicht tonhaltigen Sandschichten bestehenden Entnahmeorte entsprechend, in eine wasserdichte Lehmschale und eine stützende Vorlage aus Sand aufgelöst (Abb. 780). Die Lehmschale, deren Stärke von oben nach unten zunimmt, ist am Dammfuß noch nach Möglichkeit tief zwischen zwei Spundwänden in den Untergrund eingebunden, was bei den ungünstigen Bodenverhältnissen und dem starken Wasserzudrang nur durch Einbau einer Sohlenbefestigung aus Trichterbeton durchführbar war.

[1]) Weitere ausführliche und interessante Mitteilungen über Baueinrichtung, Kosten und Ausführungseinzelheiten sind im Eng. Rec. 2. IV. 1910 u. 16. V. 1908 nachzulesen.

[2]) Nach Mitteilungen der Herren Regierungsbaumeister Behrens und Hennings und Ingenieur Strecker, Bauleiter an beiden Dämmen. Vgl. auch Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1079.

[3]) Die Zeichnungen und Photographien von „Ruthken" sind nach Originalen von Herrn Ingenieur Strecker gefertigt.

Digitized by Google

Die vordere Spundwand, 16 cm stark, reicht bis zu 8 m unter die Talsohle, schneidet aber noch nicht in undurchlässige Schichten ein. Der hier in den tieferen Lagen allenthalben angetroffene feine Triebsand erwies sich zwar als von Natur sehr fest und dicht gelagert, zerfloß aber beim Anschneiden unter Grundwasserstand sehr leicht und bereitete

Abb. 779. Staudamm in der Radaune bei Ruthken. Baustelle.
(Rammen der Dichtungsgrundwand, vorn Baufangedamm, rechts unterspültes Umleitungsgerinne.)
(Abb. 779/80, 782—784 nach Aufn. v. Ing. Strecker.)

auf der anderen Seite dem Rammen der Spundwände große Schwierigkeiten. Seitlich ist der Lehmschlag 1 m tief in den Hang eingebunden und zudem Böschung und Sohle vor dem Dammfuß auf 5 m Breite mit 70 cm starkem Lehmschlag abgedichtet.

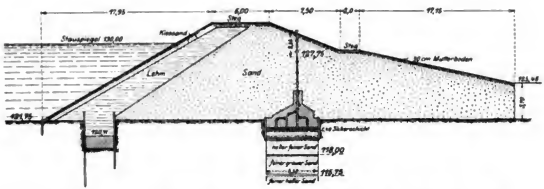


Abb. 780. Ruthken. Staudammquerschnitt mit Quellfassung. Maßstab 1 : 460.

Die sehr flache Neigung der luftseitigen Böschung wurde unter der Annahme gewählt, daß sich die Drucklinie des unter der Spundwand durchsickernden Wassers mit der Neigung 1 : 8 von dem Schnittpunkt des Hochwasserspiegels mit der Oberwasserböschung aus einstellen werde. — Diese, zwar wegen Vernachlässigung der Spundwandwirkung theoretisch anfechtbare Annahme scheint den tatsächlichen Verhältnissen doch ziemlich nahe gekommen zu sein; wenigstens spiegelte sich eine im Verlauf der Dammschüttung aufgetretene und dann in Rohrfassung hochgenommene Quelle (Abb. 780) auf einer unter 1 : 7 vom Wasser-

Digitized by Google

spiegel ausgehenden Neigungslinie aus. (Vgl. hierzu auch die in Abb. 781 niedergelegten anderweitigen einschlägigen Beobachtungen.)

Zur weiteren Sicherheit ist der Talboden unterhalb des Dammes weithin mit Erdschüttung beschwert, wodurch das vorhandene Staugefälle in drei Stufen aufgelöst ist (Abb. 782): vor dem Fuß des Hauptdammes liegt, im Oberwassergraben einer alten Mühle, ein flaches auf N. N. + 125,46 und 4,5 m unter Stauziel angelegtes Vorland, das sich etwa 100 m abwärts auf + 122,76 abstuft, worauf erst nach weiteren rd. 150 m Länge der natürliche Talboden, 8 m unter Stauziel, erreicht wird.

Diese Absätze haben gleichzeitig den Zweck, das Gefälle des Überlaufwassers eines in Dammmitte eingebauten Kronenüberfalls aufzuteilen. Ob allerdings die Vorteile dieser Anordnung bei der ohnedies reichlich flachen Luftböschung zu den Aufwendungen im rechten Verhältnis stehen, darf man wohl bezweifeln, und nur die Tatsache, daß man eben hier zum ersten Male in Europa einen Staudamm auf reinen Sand setzte, kann diese Mehraufwendungen als Vorsichtsmaßregel einigermaßen rechtfertigen.

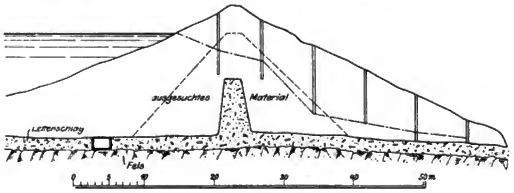


Abb. 781 a.

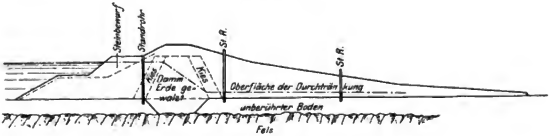


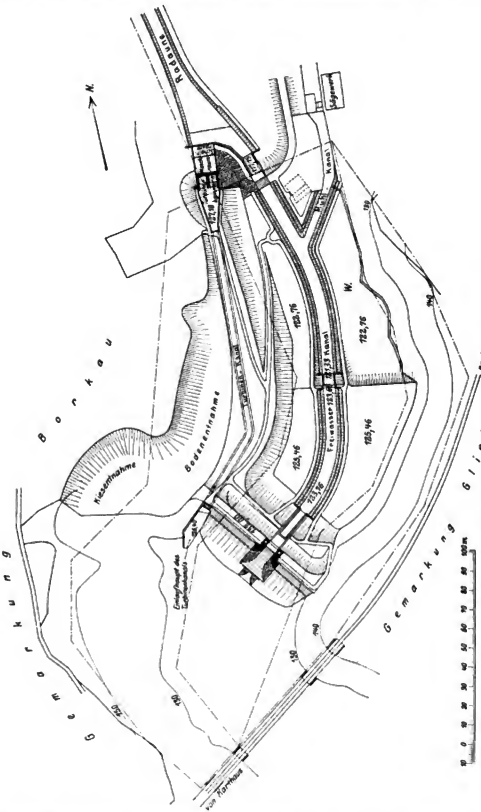
Abb. 781 b.

Abb. 781. Beobachtete Durchsickerung an Erddämmen.
a = Muktl Tank (Indien). Maßstab 1 : 600. b = 80ddamm Wachusettbecken. Maßstab 1 : 1100.
Die Drucklinie ist beidemal strichpunktiert.

Auch die Nebenabsicht, den Abschuß des überfallenden Wassers in mehreren Stufen zu brechen, kann nicht als stichhaltige Erklärung anerkannt werden; im Gegenteil wäre es wohl besser gewesen, die Fluten sich in einem einzigen, dafür entsprechend größeren Stoßbecken beruhigen zu lassen, als ihnen, wie jetzt, verschiedene Angriffspunkte zu bieten, deren Befestigung in ihrer Gesamtheit kaum billiger ausgefallen sein wird. Es ist daher auch nicht recht einzusehen, warum man den Damm nicht etwa bei dem in Abb. 782 mit *W* bezeichneten Punkt der rechtsufrigen Standlinie angelegt hat, wo er kaum länger ausgefallen wäre; damit hätte man ein großes Stück des jetzt vorhandenen, mit Betonplatten ausgelegten Freiwasserkanals und der Kraftwasserzuleitung (Betongewölbekanal) und die beiden untern Fallstufen gespart, außerdem noch an Nutzraum gewonnen. Der in der Anschüttung liegende lange Freiwasserkanal mit seiner Abdeckung aus losen Betonplatten wird so, wie er ist, dauernd einen wunden Punkt der Anlage bilden: Man hatte von Anfang an, namentlich unterhalb der Abstürze, die z. T. kein Beruhigungsbecken erhalten haben, große Mühe durch wiederholte Kiesunterstopfungen den Plattenbelag einigermaßen zum Halten zu bringen, und an der unteren Falltreppe ereignete sich sogar während eines Bau-

Digitized by Google

hochwassers ein gefährlicher Sohlendurchbruch mit Umspülung des Bauwerks; hier wäre, wenn schon einmal der Kanal bleiben sollte, eine Eisenbetonhaut entschieden am Platze gewesen.


N.
Ruthken
Lagerplatz
Kanal
Bahnhof
Bahnhof
Bahnhof

wasser (80 l/sek/qkm) von 25 cbm/sek 1,4 m hoch durchströmt. Die Abfallböden und die im Oberwasser angelegten Böschungskegel sind mit Granit aus Findlingen verkleidet. Im unteren Teil ist ein Grundablaß angelegt, der zur Sicherheit, und auch der leichteren Bedienung seiner Rollschützen wegen, in zwei mit Klinkern verkleidete Stollen, 1,2/1,3 m

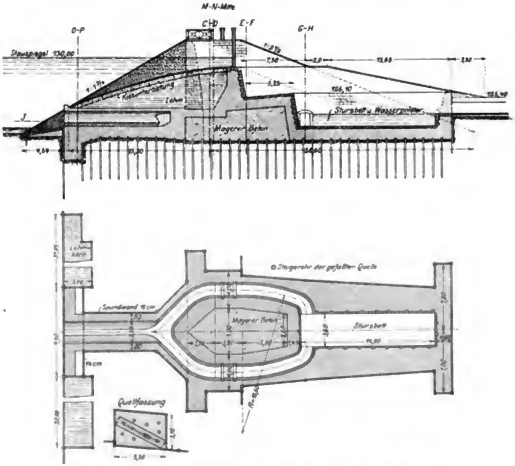


Abb. 783. Staudamm Ruthken. Entlastungsbauwerk. Maßstab 1 : 465.

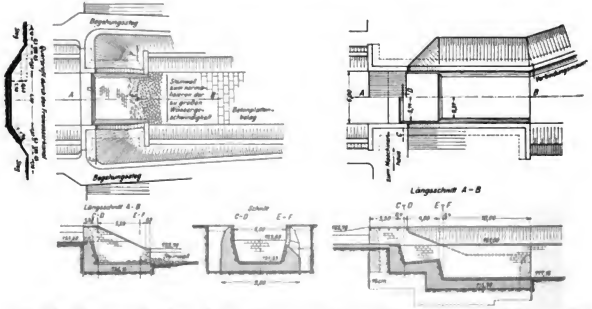


Abb. 784. Staudamm Ruthken. Freiwasserkanal, mittlere und untere Falltreppe. Maßstab 1 : 500.

Digitized by Google

weit, aufgelöst ist, deren Wasserstrahlen ihre Stoßkraft unterhalb beim Austritt gegenseitig vernichten. Das ganze Bauwerk sitzt auf einem Pfahlrost (Abb. 779) und ist von Spundwänden eingeschlossen, ein dichter Dammschluß ist durch die vorspringenden Flügelmauern und andere Absätze gewährleistet.

Bauausführung. Bei dem verhältnismäßig kleinen Umfang der Anlage wurde menschliche Arbeit, deren Preis in jener Gegend überdies ziemlich niedrig ist (28 bis 32 Pfg/Stunde bei 12stünd. Arbeitszeit), vorwiegend angewendet. Das in unmittelbarer Nähe, z. T. aus der Baugrube der am linken Dammende angeordneten Turbinenanlage gewonnene Schüttungsmaterial wurde auf Rollwagen unter eigenem Gewicht eingefahren, mit der Schaufel verteilt und von Hand gestampft; der Lehm mußte 1100 m weit herbeigeführt werden. Die leeren Rollwagen wurden durch Pferde wieder in die Höhe geschafft. Zur Trockenlegung der Baugrube war im Oberwasser ein Fangedamm geschlagen, der die Radaune in ein mit Segeltuch ausgeschlagenes Holzgerinne drängte. (Der vom Unternehmer anfänglich gemachte Versuch, das Gerinne aus ungespundeten, nur in den Fugen auskalfaterten Bohlen herzustellen, mißglückte. Das durchsickernde Wasser spülte den Sanddamm, auf den die Sohle des Gerinnes verlegt war, aus, die nur mit Nägeln an den Seitenwänden befestigte Sohle sackte durch, und das Wasser überflutete, wie es Abb. 779 zeigt, von neuem die Baugrube.)

Folgendes waren die wichtigsten Einheitspreise:

1 Lösen, Laden und Einbauen des Bodens
- a) Kernlehm (1100 m Beifuhr) (einschl. Stampfen, 4000 cbm) . 1,60 M/cbm
- b) Sandschüttung (15 000 cbm im Damm u. 16 000 in den Vorfüßen, einschl. Stampfen) . . . . . 0,50 „
- c) Stampfen der Sandschüttung . . . . . 0,2 „

Der Unternehmer soll mit dem allerdings sehr niedrigen Preis für den Lehmkern nicht ausgekommen sein, von der Bauleitung werden seine tatsächlichen Kosten auf 3,0 bis 3,5 M/cbm geschätzt.

2) Herstellen und Verlegen der Betonplatten auf einer 50 cm starken Kiesunterlage einschl. Materiallieferung (1000 qm, Kies am Ort vorhanden) . . . . . 2,8 bis 3,0 M/qm

3) Beton (ausschl. Zement und Schotter, der in Regie geliefert, bzw. gebrochen wurde, 5620 cbm)
- a) für Absturztreppen . . . . . 4,0 M/cbm
- b) für Einlaß zum Turbinenrohr . . . . . 5,0 „
- c) für das Turbinenrohr (1:4) . . . . . 9,0 „

4. Spundwand (einschl. Holzlieferung und Rammen)
- 10 cm stark . . . . . 12,5 M/qm
- 12 „ „ . . . . . 15,0 „
- 14 „ „ . . . . . 18,0 „
- 16 „ „ (8 m lang) . . . . . 20,0 „

5. Umleitungsgerinne aus Holz (3 m weit) . . . . . 13 000 M.

Aus obigen Sätzen berechnet sich der Preis für den eigentlichen Dammbau zu etwa: 62 000 M. bei etwa 20 000 cbm eigentlicher Dammasse entsprechend: 3,1 M/cbm (ohne (Auslaßbauwerk u. Freiwasserkanal!)

Straschin-Prangschin. Die Bodenverhältnisse waren bei Straschin-Prangschin, etwa 10 km unterhalb Ruthken, wesentlich günstiger für einen Dammbau, weil hier ein dichter, genügend fetter, graublauer Geschiebemergel in einer Tiefe von nur 1,5 bis 3,5 m unter den oberflächlichen Schichten von mehr oder weniger lehmigem Sand angetroffen wurde. Dieser Geschiebemergel enthält etwa 10% Kies in einem für sich zu 71% aus Sand und zu 29% aus Ton bestehenden Boden, er stellte also geradezu einen idealen Dammbaustoff dar. Durch sorgfältige Bodenuntersuchungen war festgestellt, daß diese bei 12 m Bohrlochtiefe noch nicht durchfahrene Mergelschicht sich im ganzen Bereich des Staubeckens ausdehnte, so daß nicht nur große Sicherheit für den Dammbau selbst, sondern auch beste Dichtigkeit des ganzen Beckens erwartet werden durfte.

Digitized by Google

Es verdient hervorgehoben zu werden, daß man die Stelle, wo der Damm angelegt werden sollte, sehr sorgfältig ausgesucht hat. Der endgültig gewählten gab gegenüber einer weiter abwärts gelegenen, gleichfalls genau abgebohrten, die etwas größeren Stauinhalt gebracht hätte, der Umstand den Vorzug, daß der undurchlässige Mergelboden, in den der Dammkern einzubinden war, hier höher lag, so daß die Schwierigkeiten und Kosten der Wasserhaltung wesentlich vermindert werden konnten; außerdem ist das Tal an der gewählten Stelle enger.

Der Damm hätte hier, um noch ein links einmündendes Rinnsal zu fassen, schräg über das Tal weg gelegt werden müssen: aus Schönheitsrücksichten hat man ihm aber dabei bogenförmige Grundrißlinie gegeben (Abb. 785).

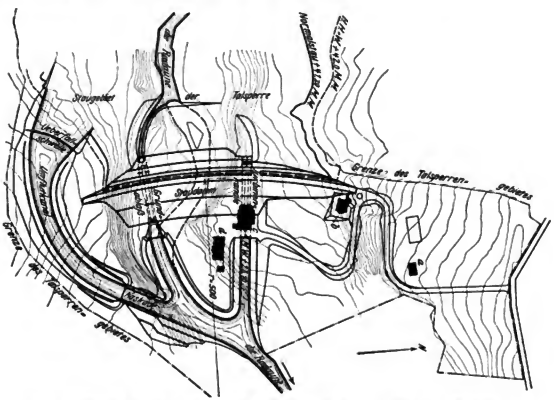


Abb. 785. Staudamm in der Radaune bei Straschin-Prangschin. Lageplan. Maßstab 1 : 4000.
(Abb. 785—787. Zeitschr. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

Der Dammquerschnitt, der 15,2 m Stau zu halten hat (Abb. 786/787), ist mit einem sehr massigen Kern und in reichlich flacher Luftböschung von 1:2,5 bis 1:3 angelegt. Die wasserseitige Böschung — 1:1,5 — erscheint dagegen, trotz der aufgewandten Befestigung (30 cm trockene Granitpackung aus Findlingen geschlagen auf 20 cm Schotter, über lehmigem Sand) eher etwas zu steil. Man hat sie so angenommen, um an Böschungsbefestigung zu sparen und die Laufbrücken der Schiebertürme, auch die Grundablaßsohle kürzer halten zu können. Man wird abwarten müssen, ob sich das bei der schon beträchtlicheren Dammhöhe bewährt.

Der Kern selbst ist luftseitig mit 3:1, wasserseitig 1:1 geböscht und ist mit 4 m Kronenbreite (Dammkrone: 5 m) reichlich stark ausgefallen. Das hatte indes hier nichts zu sagen, weil der Aushub an den Hängen, für Turbinenanlage, Überlauf usw. reichliche Mengen des besten Mergels lieferte. Ausgesucht fetter Mergel wurde in etwa 2 m starker Schicht auf die obere Kernböschung verbracht, um in Verbindung mit der gewählten Kernform die hauptsächliche Abdichtung möglichst nahe an die innere Oberfläche des Dammes zu legen. (Ausführung siehe Abb. 788.) Die zum Schutz gegen Austrocknung usw. noch aufgebrachte Schicht des bessern lehmigen Sandes hat also nur 1 bis 2,5 m Stärke erhalten. Diese, eine Verbindung der Vorteile der Oberböschungs- und der Kerndichtung im engern Sinne darstellende Bauweise ist technisch zweifellos vorzüglich, sie würde aber unter anderen

Digitized by Google

Verhältnissen: bei höheren Dämmen und größeren Transportweiten für Dichtung leicht zu teuer werden.

Der Mergelkern ist in 15 cm starken Schichten, unter Wässerung, von Hand eingestampft und bindet durchschnittlich 4 m tief, bis auf den dichten Untergrund, in die

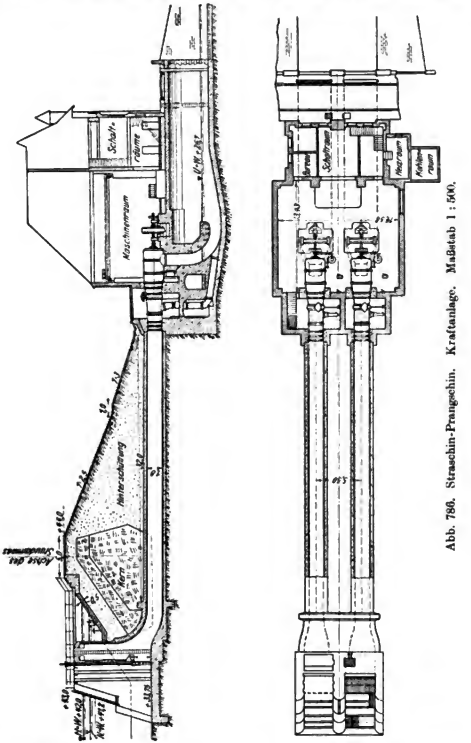


Abb. 780. Straschin-Prangschin. Kraftanlage. Maßstab 1 : 600.

Talsohle ein; außerdem wurde am wasserseitigen Kernfuß noch eine Spundwand 2 m tief in den bloßgelegten Geschiebemergel eingetrieben, eine hier wohl überflüssig zu nennende Vorsicht. Am Hang bindet der Kern rechtsufrig gleichfalls in dichten Mergel ein, linksufrig lag dieser indes zu tief, so daß man sich begnügen mußte, eine Abfangwand von 2,5 m Stärke noch 15 m tief in den Hang eingreifen zu lassen.

Digitized by Google

Der Hochwasserüberfall ist im Gegensatz zu Ruthken hier in den seitlichen Talhang eingeschnitten und mit betonierten Absturztreppen ausgestattet.

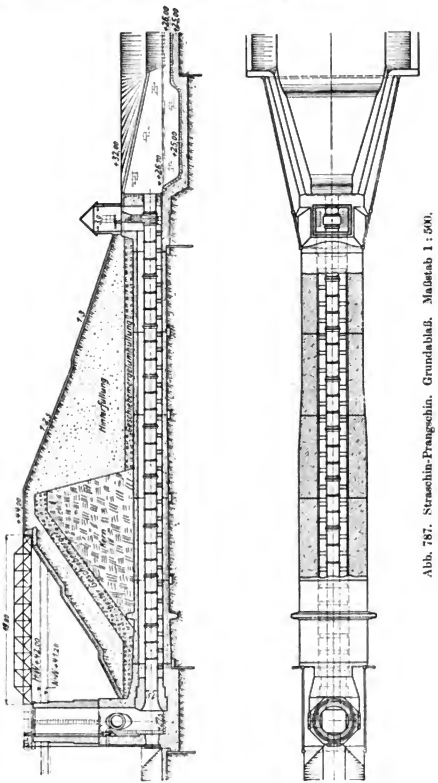


Abb. 787. Straschin-Prangschin. Grundablaß. Maßstab 1 : 500.

Als Grundablaß ist ein 1,5 m weites Eisenblechrohr in begehbarem Betonkanal angeordnet.

Die drei Einlaßschieber sitzen an einem Bedienungsturm derart, daß, wenn auch der untere davon versandet ist, immer noch die beiden andern, 4 m höher liegenden, gebraucht

Digitized by Google

werden können. Zur Entlastung dieser, als einfache Gleitschützen ausgeführten Verschlüsse dient ein einfacher 300 mm-Füllschieber. Zur Sicherheit ist in das Eisenrohr an der Unterwasserseite noch ein Hilfsschieber eingebaut.

Die kostspielige Anordnung des begehbaren Rohrstollens war hier dadurch gerechtfertigt, daß dieser Stollen während des Baues und vor Einbringung des Kernrohres zur Abführung des Radaunehochwassers benutzt werden mußte, wozu das enge Eisenrohr nicht ausgereicht hätte. Die Durchleitung wurde dadurch ermöglicht, daß man den Schieberturm nicht gleich in voller Höhe ausführte und ihn so bei Hochwasser als Überfalleinlauf benutzte (Abb. 788).

Abb. 788. Dammbau bei Straschin-Prangschin.

Die Kraftwasserzuleitungen zu dem Turbinenhaus, zwei Eisenbetonrohre von 1,8 m Durchmesser (Abb. 786), sind am linken Flügel möglichst hoch angelegt, um den Einlauf der zu erwartenden allmählichen Versandung des Beckens nach Möglichkeit zu entziehen. Da das Becken betriebsplanmäßig nur um 3 m abgemahlen werden soll, war das zulässig.

Auch dieser Dammbau ist vorwiegend mit menschlicher Arbeitsleistung durchgeführt worden. Folgendes waren die wichtigsten Einheitspreise:

1. Lösen, Laden und Einfahren des Bodens		
a) Bei Ausschub mit Böschungen	1,20	M/cbm
b) bei Ausschachtung mit senkrechten Wänden	1,80	„
2. Stampfen des Kernmergels	0,70	„
3. Zulage für Gewinnen von Findlingen beim Aushub	2,50	„
4. Wasserseitiges 30 cm starkes Granitpflaster (ohne Steinlieferung aber einschl. Anfuhr	6,40	„
5. Zuhauen der Pflastersteine aus den Findlingen	6,40	„
Gesamtbaukosten, einschließlich Grundablaß und Umflutkanal mit Überfalltreppe . . . . . rd.	650 000	M

oder 8,5 M. für den cbm Dammasse.

Der Cold-Springs-Damm[1]).

Der im Jahre 1908 vollendete Damm bildet gleich dem Belle-Fourche-Damm (S. 1007) einen Teil des Reclamationwerks der Nordamerikanischen Regierung. Er schafft ein Becken von 62 000 000 cbm im Cold-Springs-Cañon, das durch einen 40 km langen Zubringer-Kanal von 9,5 cbm/sek Normalleistung gespeist wird.

Der Damm hat rd. 1060 m Kronenlänge, wovon, der eigenartigen tiefeingeschnittenen Talbildung entsprechend, 860 m auf eine Dammhöhe zwischen 0 und 17 m und nur 200 m auf 17 bis 27,5 m Höhe entfallen (Abb. 789, 789a). Das Stauziel liegt rd. 25 m über der Talwegssohle.

Abgesehen von der Geländegestaltung ist auch die Bodenbeschaffenheit eigenartig und nicht gerade günstig für einen Dammbau gewesen. Zwar stand im rechtsseitigen

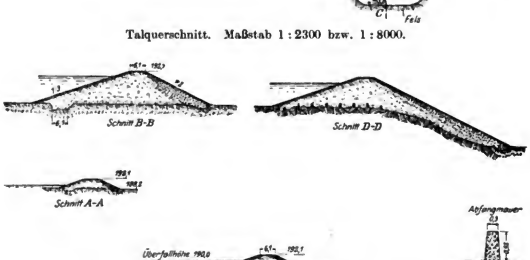
[1]) Eng. Rec. 16. V. 1908 und besondere Mitteilungen des U. S. R. S.

Digitized by Google

Teil Fels in Tiefen von 2 bis 7 m an, aber der überlagernde Boden, feiner sandiger Kies, erwies sich als wenig dicht und zur Dammbildung nicht zu gebrauchen. Der Dammkörper wurde daher nach der zusammengesetzten Form entworfen:

Für das wasserseitige Drittel des Hauptquerschnittsteils ist Lehm und Kies (der weiter abwärts gefunden wurde) zu gleichen Teilen gemischt, für das mittlere Drittel: $^1/_4$ Lehm + $^3/_4$ Kies, während für das äußerste Drittel der Kies, wie er aus dem Einschnitt kam, verwendet wurde. Die luftseitige Böschung, etwa $^1/_7$ des Querschnitts, ist aus vulkanischem Gestein mittlerer Stückgröße: 40 cm, angeschüttet und in Neigung 1:2 mit 30 cm Steinbelag glatt abgedeckt.

Talquerschnitt. Maßstab 1 : 2300 bzw. 1 : 8000.



Dammquerschnitte. Maßstab 1 : 2300.

Abb. 789. Cold-Springs-Damm.
(Eng. Rec. 1908 und Bauzeichn.)

Die wasserseitige Böschung ist in 1:3 angelegt — wohl übermäßig flach — und mit Trockenpflaster auf Kies und Steinschüttung gesichert. Am obern Dammfuß ist ein Abfanggraben von 3 bis 6 m Sohlenbreite bis auf den Fels, in den höhern Talflächen aber nur 3 m tief hinabgeführt.

Auf dem Felsgrund des mittleren Abfanggrabenstückes und des rechten Hangs, sind 90 cm hohe und 45 cm starke Betonmäuerchen in reichlich bemessener Zahl, ein vorzügliches Dichtungsmittel, aufgesetzt (Abb. 789, 790). Die Füllung des Abfanggrabens besteht aus erlesenem und gutgemischtem Material und ist eingewalzt.

Ausführung. Kies und Lehm wurden, ersterer aus 6 bis 15 m starken Schichten durch Dampfschaufeln, teilweise unter Zuhilfenahme von Pulversprengungen, entnommen.

Für die Ausführung des aufgehenden Dammkörpers wurde zuerst ein hölzernes Gerüst über die Schlucht gebaut und von hier aus Lehm und Kies, die 4 km weit mit 1,25% Steigung herbeigeführt werden mußten, getrennt niedergestürzt. Die Lehmhaufen wurden durch Straßenwalzen in Schichten von 75 bis 100 mm ausgebreitet, worauf eine Egge eine der verlangten Mischung entsprechende Schicht Kies darüber breitete, zweispännige Kulti-

Digitized by Google

vatoren vollendeten dann die Mischung, und zum Schluß wurde die Masse unter kräftiger Besprengung aus drei Schlauchlinien mit sechsspännigen 5 t-Scheibenwalzen auf 15 cm Schichtstärke zusammengepreßt. Als der Damm auf diese Weise auf Höhe des Transportgerüstes hoch gebracht war, wurde dieses abgebrochen und das Gleis auf dem Damm schrittweise, von der Luftseite beginnend verlegt und gehoben.

Abb. 789a. Cold-Springs-Damm. Nordende mit Überlauf und Auslaßturm.
(Abb. 789a u. 790 n. U. S. Reclam. Serv.)

Der Überfall ist am rechten Berghang unter Ausnutzung des anstehenden Felsbodens in einfacher und wenig kostspieliger Weise mitten im Flügeldamm angelegt (Abb. 789 a).

Der Dammbau, der eine Massenbewegung von rd. 600 000 cbm verlangte, wurde außer durch die geschilderten Materialschwierigkeiten, wie beim Belle-Fourchedamm auch durch hohe Kohlenpreise (36 M/t) und schlechte Verkehrslage verteuert.

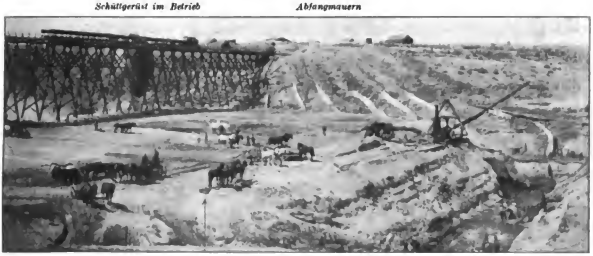


Abb. 790. Cold-Springs-Damm. Bauausführung.

Folgendes waren die wichtigsten Einheitspreise:

1. Kosten der Anschüttung (alles inbegriffen) . . . . . 2,30 M/cbm
2. Kosten des Walzens und Netzens:
   bei Kies . . . . . 3,9 Pfg/cbm
   bei Lehmmischung . . . . . 6,6 „
   (sehr billig, also wohl ziemlich flüchtige Behandlung!)

Die Gesamtkosten des Dammes mit Auslaß, Überfall usw. haben 1 820 000 M. betragen oder für den cbm der Schüttmasse: 3,05 M/cbm.

Digitized by Google

Der Clöntalersee-Damm[1]).

Dieser, seinem Zweck nach schon bei der Beschreibung des Löntschwerkes (S. 702) ausführlich gewürdigte Dammbau, ist als Vertreter des reinen Kerntyps ebenso interessant wie wegen seiner eigenartigen Gründungsverhältnisse. Der Untergrund besteht nämlich in größerer Tiefe aus altem Bergsturzmaterial, das allerdings durch Beimischung von feinem Material und spätere Einschwemmung an sich ziemlich dicht geworden war, und auf jeden Fall als vollkommen tragfähig gelten durfte. Eine aus Seeschlamm abgesetzte 1 bis $1^1/_2$ m starke undurchlässige Lehmschicht bedeckte überdies die ganze, als natürlicher Staudamm dem See vorgelagerte Masse und den Seeboden weithin. Der Damm (Abb. 472 bis 474) hat 21,5 m größte Höhe über Sohle, 6 m Kronenbreite und beiderseits abgestufte Böschungen 1:2. Die anfänglich auf einer flach gehaltenen Wasserböschung vorgesehene Dichtungsschicht hat man auf Anregung eines von der Kantonalen Aufsichtsbehörde berufenen Sachverständigenkollegiums, bestehend aus den Ingenieuren Dr. E. Locher-Zürich, P. Miescher-Basel, L. Kilchmann-Luzern und L. Kürsteiner-St. Gallen, in die Dammitte verlegt, um sie den bekannten schädlichen Einflüssen zu entziehen.

Der Kern, für den Lehm in der Nähe an den Hängen gefunden wurde, reicht bis zur Dammkrone, 2 m über höchsten Überfallwasserstand, und hat dort 3 m, an der Dammsohle bis zu 10 m Stärke; er greift bis zu 10,5 m in den Untergrund ein, eine sehr bedeutende Gründungstiefe, die in dem nicht genügend standfähigen Untergrund zur Anwendung schwieriger und kostspieliger Absprießungen (Abb. 475) genötigt hat. Beiderseits sind vor diesem, aus bestem sandhaltigem Lehm bestehenden Kern Schutzkörper aus feinerem kiesigem Aushubmaterial vorgeschüttet und erst an diese lehnt sich die beiderseits gleichartig ausgeführte Schüttung aus grobem, meist vom Ausbruch des Umlauf- und Kraftwasserstollens herrührendem Bruchgestein. Die Böschungen schließlich sind wieder in 2 m Stärke zum Schutz gegen Wühltiere mit feinem Kies und Steinschutt abgedeckt, und darüber an der Wasserseite ein 60 cm starkes Trockenpflaster, an der Luftseite Rasen aufgebracht.

Bemerkenswert ist noch die Einbindung der früher erwähnten alten, durch den Bergschuttwall getriebenen Stollen der Löntschkorporation, die vom Kern umfaßt und außerhalb seiner noch auf 25 m Länge besonders sorgfältig umstampft wurden. Der am rechten Dammflügel anschließende, steilere Berghang wurde, soweit er mit dem Stauwasser in Berührung kommt, mit einer Lehmverkleidung versehen, die sich auf einen eingelassenen Lehmsporn aufsetzt und durch Trockenpflaster geschützt ist. Der Stau durfte von der Aufsichtsbehörde aus mit Rücksicht auf die immerhin nicht ganz sicheren Gründungsverhältnisse nur stufenweise in Absätzen von 5 m Jahr für Jahr zur vollen planmäßigen Höhe gebracht werden. Den Damm hat man gleichwohl sofort in voller Größe fertiggestellt, um einen einheitlichen und ganz gleichmäßigen Körper zu erhalten.

Zum Teil im Zusammenhang mit dieser Ausführungsweise hat man daher den Überfall ganz getrennt vom Damm, als Einfallturm mit anschließendem Stollen angelegt, um die erwähnte amtliche Auflage dadurch erfüllen zu können, daß man diesen Turm nur schrittweise erhöhte.

Dieses interessante Bauwerk, später unter „Nebenanlagen" (S. 1063) näher beschrieben, hat beim Dammbau gute Dienste geleistet, indem es erlaubte, die Zuflüsse des Clöntalersees unter Anwendung niedriger Fangdämme abzuleiten, so daß der Dammbau ganz unabhängig von Hochwasser usw. durchgeführt werden konnte. Die Anlage des Stollenmundes selbst war dadurch erleichtert, daß man den Seespiegel bei Niederwasser, im Winter, mit Hilfe des alten Stollens der Löntschkorporation bis unter die Sohle des Seeauslaufs absenken konnte.

Der Bau des Clöntalersee-Dammes wurde nach den Plänen der Aktien-Gesellschaft Motor von dieser selbst ausgeführt und hat sich nach mehrjährigen Beobachtungen (1910 Vollstau erreicht) durchaus bewährt. Es zeigten sich zwar am Fuß des Bergsturzes noch einige kräftige Quellen, zum größten Teil aus dem durch Betonpfropfen abgeschlossenen, alten Stollen herrührend; diese gefährden aber, weil tief im Bergsturzmassiv verlaufend,

[1]) Nach Mitteilungen der A.-G. Motor in Baden und Schw. Bztg., Bd. 55, Nr. 18 ff.

Digitized by Google

den Bestand des Dammes nicht, auch soll bereits eine wesentliche Abnahme des Durchflusses, als Folge einer, künstlich unterstützten, Verschlammung, wahrgenommen worden sein.

Der Bau, der rd. 110 000 cbm Schüttung, darunter 25 000 cbm Kernlehm, erforderte, wurde ausschließlich mit Handarbeit ausgeführt. Das Material wurde in Kippkarren von den Hängen hereingefahren und lagenweise eingebracht, im Kern in 20 cm starken Schichten, die von Hand gestampft wurden. Im Sommer wurde dabei stark gewässert. Die Erstellung des Kernes (Lösen, Einbringen, Stampfen) soll durchschnittlich 4,45 M/cbm, die der äußeren Dammteile 2,4 bis 2,8 M/cbm gekostet haben. Dabei ist die Abgelegenheit der Baustelle zu berücksichtigen, die die Anlage eines großen Barackenlagers nötig machte. (Den Arbeitern [Italienern], die bei zehnstündiger Schicht 3,4 bis 3,7 M/Tag erhielten, wurde hier die Schlafstelle zu dem billigen Preis von 16 Pfg/Tag und volle Verköstigung um 60 Pfg/Tag gewährt, die Selbstkosten der Gesellschaft waren natürlich höher.)

Der Standleysee-Damm bei Denver (Colorado).[1])

Die Denver Irrigation Company hat im Jahre 1909 16 km nordöstlich von der Stadt Denver (Colorado) einen Dammbau in Angriff genommen, der durch seine ungewöhnliche Größe und verschiedene Eigenheiten der Anlage und Ausführung bemerkenswert ist.

In dem weiten muldenförmigen Tal eines Nebenflusses des Süd-Platte-Flusses wird durch den 43 m über den Talweg sich erhebenden und in der Krone 2850 m langen Damm ein Becken von 120 Mill. cbm gebildet, das der Bewässerung dienen soll (Abb. 791 bis 793).

Vor Aufstellung des Entwurfs war der Boden an der in Aussicht genommenen besonders engen Stelle in sorgfältigster Weise, mit sechs 24 m tiefen, je 60 m voneinander entfernten Bohrlöchern untersucht und gleichzeitig durch Brunnen die Beschaffenheit des verfügbaren Schüttmaterials festgestellt worden. Es fand sich in Talmitte auf etwa 600 m Länge unter dem überlagernden Humus eine Kiesschicht von 0,5 bis 0,3 m Stärke, darunter weicher Sandstein oder Schieferton von unergründeter Tiefe; an anderer Stelle hatten diese Gesteine aber nur 0,6 bis 1,8 m Stärke und waren von blauem und gelbem, dichtem Letten unterlagert. Das Urteil einer eigens beigezogenen Sachverständigenkommission ging dahin, daß dieser Talboden in bezug auf Undurchlässigkeit und Tragfähigkeit volle Sicherheit für die Erstellung eines Dammes von der geplanten bedeutenden Höhe biete. Zu aller Vorsicht legte man aber den Entwurf und Bauvorgang so an, daß der Damm zunächst um 9 m niedriger hätte ausgeführt werden können, und erst als im Verlauf der Bauausführung sich die Ansicht von der Güte des Untergrundes weiter bekräftigt fand, entschloß man sich, gleich auf die volle Höhe, 43 m bei einem Stau von 41,5 m über Talsohle zu gehen.

Der gewählte Querschnitt (Abb. 791) hat beiderseits zweifüßige Böschungen mit Ausnahme des flacher angelegten wasserseitigen Fußes. Die Kronenbreite ist 6,1 m, die größte Sohlenbreite 191 m. In Mitte des vorläufigen, nur 34 m hohen Dammquerschnittes ist ein geschlemmter Lehmkern von 21 m Sohlen- und 3 m Kopfbreite angelegt, der später der aufgehenden Böschung nach verlängert wurde. Die übrige Schüttung besteht aus kieshaltigem Lehm. In der Sohle ist unter dem Kern ein Abfanggraben von 1,8 m Tiefe und 1,8 m oberer Breite angelegt, und auf 550 m in Talmitte noch eine Stahlspundwand 0,9 bis 3,0 m tief unter der Grabensohle eingetrieben. An den seitlichen Hängen ist dieser Graben 1,2 m tief und oben 5 m weit. Ein geplanter zweiter Graben an dem wasserseitigen Fuß wurde weggelassen, weil der Lehm in Sohle und Kern dichter befunden wurde als man erwartet hatte.

Der luftseitige Dammfuß ist durch eine sorgfältig angelegte Sickerung in ganzer Länge entwässert: 30 m innerhalb der Fußlinie und gleichlaufend mit ihr sind 10 cm weite glasierte Tonröhren mit offenen Fugen in reinem Kiessand verlegt, sie sind alle 30 m an Sammeltöpfe, 60 und 75 cm weite mit Kies umgebene Zementrohrstücke, angeschlossen, die mit Eisenbetonplatten abgedeckt und mit 10 cm Röhren nach außen entwässert sind. Ein kleiner Damm, Höhe und Sohlenbreite: 1,2 m, bildet vor der Dammzehe einen 1,5 m breiten Graben, der von beiden Seiten her nach dem alten Talweg des Baches abführt.

[1]) Eng. Rec. 13. XI. 1909.

Digitized by Google

Die wasserseitige Dammböschung ist, weniger aus Mangel an passendem Steinwurfmaterial, als der größeren Dauerhaftigkeit halber, mit einer Eisenbetonschale abgedeckt. Diese ist in 1,5 m breiten Streifen aufgebracht, die von der Krone bis 4,5 bis 7,5 m über den gewachsenen Boden in einem Stück durchgehen und sich unten mit einem verstärkten Fuß gegen einen sorgfältig unter Wässerung gerammten Damm stützen. Die Plattenstärke nimmt von 10 cm an der Krone nach unten alle 15 m um 50 mm zu bis auf 25 cm. Die benachbarten Streifen überdecken einander schräg mit geblatteten Fugen, in die dickes Staniol (zur Verhinderung des Anbindens und späteren Reißens) eingelegt ist. Die Unterlage besteht aus einer 90 cm starken, glatt verteilten Kiesschicht.

Besondere Vorkehrungen wurden an der Dammoberkante getroffen, um diese, die aus wirtschaftlichen Gründen nur 1,5 m über Stauziel bzw. Überfallschwelle gelegt ist, gegen den Wellenschlag zu schützen, der infolge der großen Beckenoberfläche und un-

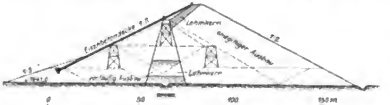


Abb. 791. Dammquerschnitt mit Bauanordnung.

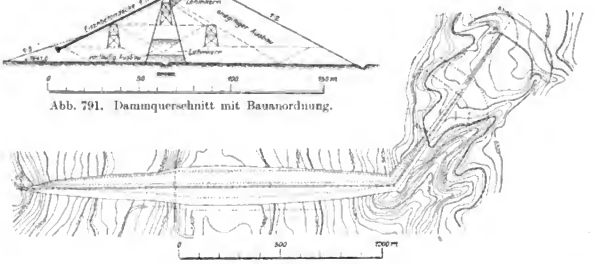


Abb. 792. Grundriß.

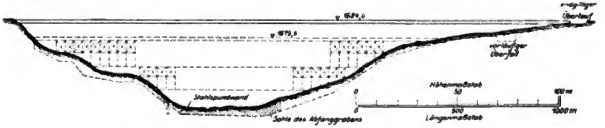


Abb. 793. Talquerschnitt mit Bauanordnung.

Abb. 791 bis 793. Standleysee-Damm. Maßstab 1:2150 und 1:21500.
(Eng. Rec. 1909.)

günstiger Lage zu den maßgebenden Windrichtungen hier besondere Beachtung verlangte. Zu diesem Zweck ist die Betondecke oben senkrecht abgebogen und 61 cm über die Dammkrone emporgeführt. In dieser Brustwehr sind alle 30 m Wasserschlitze gelassen und die Dammkrone hat gegen sie Gefälle erhalten. Als Betonmischung zu der Abdeckung wurde gewählt: 1 Portlandzement — 2,5 Sand — 5 Schotter; als Bewehrung wurden Drahtnetze verwendet.

Auslaßbauwerk. Für den Wässerungsbetrieb ist 750 m von dem Südende des Dammes ein Auslaß angelegt, bestehend aus drei 1250 mm-Gußeisenrohren, die in 1500 mm Achsabstand nebeneinander, im Mittel 4,2 m tief in gewachsenem Boden in einem 1 m starken Betonbett verlegt sind derart, daß unter der Rohrsohle noch 40 cm Beton verblieb. In Abständen von 18 m sind starke Abfangmauern aus Beton angelegt, die alle vier Rohre umfassen und 90 cm unter die Grabensohle, 150 cm über Oberkante des Betonbettes übergreifen. Die wasserseitigen Rohrköpfe sind in einer starken Betonschildmauer gefaßt, an

Digitized by Google

die nach aufwärts 6 m lange Flügelmauern und ein schwerer, durch Abfangsporn gesicherter Sohlenbelag anschließen. Die Rohre sind durch einfache Klappen verschlossen, die von oben durch Ketten, die über die Böschung laufen, mit Handkurbeln betätigt werden. Die Klappen sind nur als Notbehelf vorgesehen für den Fall, daß einer der am luftseitigen Rohrende angebrachten Spindelschieber versagen sollte. Zum Wiederöffnen einer einmal geschlossenen Klappe ist ein kleines Füllventil an jeder angebracht, da sie sonst nicht gegen den großen Wasserdruck gehoben werden könnten.

Unter dem Schieberhaus gießen zwei der Rohre in ein Beruhigungsbecken aus. Dieses Becken ist in den gewachsenen Boden eingeschnitten, 12 m breit, 43 m lang und mit 1,8 m starker Betonsohle und starken Mauern bis zu 3,6 m über die Rohrscheitel befestigt. 24 m hinter den Rohrmündungen erhebt sich eine 1,8 m hohe Stufe als Stoßbrecher; dahinter liegt ein flacher Boden, der durch eine Überfallschwelle, 3 m über Rohrscheitel, abgeschlossen ist, über diese Schwelle tritt das Wasser, vollkommen beruhigt, in den Ableitungskanal ein.

Die beiden andern Rohre biegen im Schieberhaus senkrecht nach unten ab und münden in ein Paar 1640 mm weite genietete Stahlblechrohre ein, die 140 m südlich von dem Auslaßbauwerk und 14 m tiefer in ein ähnlich angelegtes Beruhigungsbecken, bzw. einen zweiten Speisekanal, ausmünden.

Der Hochwasser-Überfall ist, 90 m breit, auf dem linksseitigen Berghang angelegt, und zwar nacheinander an zwei verschiedenen Stellen, entsprechend den verschiedenen Höhen des „vorläufigen" und des endgültigen Dammausbaues. Da eine Überströmung sehr selten und nur in geringer Strahlstärke eintreten wird, hat man den bloßgelegten, sehr harten Lehm nicht weiter befestigt.

Ausführung der Dammschüttung. Die Dammerde, ein sehr harter Letten, teilweise untermischt mit weichen Sandsteinschichten, die aber keine Sprengarbeiten nötig machten, konnte an den beiderseitigen Hängen in geringer Entfernung vom Damm entnommen werden. Auf den sorgfältig gereinigten und 25 cm tief gepflügten Talboden wurden zuerst (Abb. 791) in den endgültigen Fußlinien zwei 9 m hohe Dämme von Schüttgleisen aus schrittweise trocken hochgetrieben. Diese Dämme sollten für die anfänglich geplante hydraulische Füllung die Vorbereitung bilden. Als sich zeigte, daß der Boden für diesen Zweck zu hart, auch das Gefälle unzureichend war, entschied man sich dafür, den Damm weiter in der Hauptsache in trockener Schüttung herzustellen. Wie die Arbeit dabei vorgebracht wurde, geht deutlich genug aus den Abb. 791 und 793 hervor. Walzen wurden dabei nicht verwendet, nur Verteilungseggen, und es wurde durch möglichst schnelles Hochführen Zeit gewonnen, um eine ausreichende Setzung des Dammkörpers vor dem Aufbringen der wasserseitigen Betondecke und dem Einlassen des Wassers erwarten zu können. Lediglich beim Kern wurden besondere Dichtungsmaßnahmen getroffen: Sobald die nach innen von beiden Seiten her von Wandergleisen bzw. Schüttgerüsten aus vorgetriebenen Trockenschüttungen mit ihrem Fuß die Kerngrenze überschritten hatten, wurde mit beigeleitetem Wasser der Zwischenraum mit dem Schüttmaterial vollgespült und dieses Verfahren lagenweise entsprechend dem Fortschritt der äußern Trockenschüttung fortgesetzt. Die Erfahrung zeigte, daß der so gebildete Kernkörper genügend Zeit hatte, um sich zu einer sehr dichten und undurchlässigen Masse zusammenzusetzen.

Auf diese Weise hat man, begünstigt durch die verhältnismäßig kleinen Anfuhrwege, einen sehr guten Arbeitsfortschritt erzielt. Es wurden nach voller Inbetriebnahme der Baueinrichtungen täglich 6100 cbm und monatlich gewöhnlich 150 000 cbm, zeitweilig sogar bis zu 228 000 cbm eingebracht. (Dabei waren im ganzen 7 Dampfschaufeln in drei Einschnitten tätig, das rollende Material bestand aus 20 4,5 cbm-, 40 8 cbm- und 40 9 cbm-Wagen nebst 9 45 t-Lokomotiven.)

Der Santo Amaro-Damm in Brasilien[1]).

Die Sao Paolo Tramway Light and Power Company betreibt bei Parnahyba am Rio Tietè, 27 km westlich der Stadt Sao Paolo ein Wasserkraftwerk von 17 200 PS Normalleistung bei 22 m Nutzgefälle zur Elektrizitätsversorgung der Stadt und ihrer Umgebung.

[1]) Eng. Rec. 4. VII. 1908.

Digitized by Google

Der steigende Kraftbedarf machte die Einstellung einer Aushilfskraft notwendig, da die Anlage auf etwa das 2,5fache der Niederwasserleitung ausgebaut ist. Man entschied sich dabei für die Anlage eines Jahresausgleichsbeckens, das in einem Nebenfluß, dem Guaripiranga in vorteilhafter Weise geschaffen werden konnte. Mit einem 15 m hohen und 1620 m langen Stauwerk ließen sich hier 190 Mill. cbm, etwa $^1/_3$ des mittleren Jahresabflusses des Guaripiranga aufspeichern.

Das Tal ist links durch einen 42 m hohen Steilabfall, rechts durch sanft ansteigende Hänge abgeschlossen. Der Untergrund besteht in 6 bis 23 m Tiefe unter Talsohle aus Granit und Gneis; dieser ist von Schlamm, Sand und Kies mit gelegentlichen Konglomeratbrocken überlagert. Als Schüttmaterial bot sich an den steilen Hängen links ein rötlich gefärbter, schiefriger Lehm, Verwitterungsergebnis eines Glimmerschiefers.

Auf Vorschlag von Ingenieur Schuyler entschied man sich dafür, die Lösung und Schüttung der Dammerde ganz im Schwemmverfahren vorzunehmen. Dementsprechend ist der Dammquerschnitt, wie folgt, entworfen:

Kronenbreite auf 520 m links, wo $h = 18$ m: 15 m, von da ab auf 3 m abnehmend, bis zu einem, weitere 320 m entfernten Punkte, wo $h = 4{,}5$ m, von da ab gleichbleibende Kronenbreite von 3 m bei Dammhöhen von weniger als 4,5 m.

Die beiden ersten, im ganzen 840 m langen Teile sollten ganz im Schwemmverfahren ausgeführt werden, während für den niedrigen rechten Flügel Trockenschüttung vorbehalten blieb.

Die Böschungen wurden dementsprechend im höheren Teil luftseitig mit 1:2, wasserseitig mit 1:3 (der Rutschgefahr wegen), im niedrigen, trocken geschütteten Teil dagegen mit 1:1,5 bzw. 1:2,5 angelegt. Die wasserseitige Böschung ist mit Trockenschüttung, 45 cm stark, abgedeckt. Mit den angegebenen Massen erhielt der geschwemmte Dammteil einen Materialinhalt von 545 000, der andere einen solchen von nur 15 000 cbm.

Am linken Dammwiderlager ist der hauptsächlich benutzte Entnahmeeinschnitt zu einem Überfall ausgebildet. Seine Krone liegt 2 m unter Dammkrone und ist 112 m breit. Der bloßgelegte Fels sicherte eine unveränderliche Überfallhöhe und lieferte auch Material für die Auskleidung des 225 m langen Absturzgerinnes. Am rechten Dammende ist noch ein Notüberlauf von 140 m Länge angelegt. Seine Krone liegt auf natürlichem Gelände und nur noch 75 cm unter Dammkrone. Er wird daher nur bei unberechenbaren Hochwasserkatastrophen in Wirkung treten und den Damm vor Überflutung schützen.

Als Regulierauslaß sind drei gewölbte Stollen 1,8 m weit und 3,0 m hoch, nahe am linken Ufer angelegt. Sie sind mit Segmentschützen verschlossen, die am untern Ende eingebaut sind und mit Schneckenradtrieb von der Dammbrüstung aus betätigt werden können. An den oberen Rohrköpfen sind nur Vorrichtungen für provisorische Dammbalkenverschlüsse angebracht. Das ganze Bauwerk sitzt auf einem Rost von alten Trambahnschienen auf Pfählen.

Ausführung der Dammschüttung. Zu Beginn wurde der lose Boden auf 0,4 bis 1,0 m Tiefe abgeräumt und zu zwei kleinen Dämmen angeschüttet, deren Außenböschung genau in die planmäßige Ober- und Unterwasserflucht des großen Dammes fiel. Diese Dämme hatten bei der späteren Einschwemmung die Bildung von Stauwasser und Ablagerung des Schüttbodens zu veranlassen. Zugleich diente der obere der Ableitung des zulaufenden Flußwassers, die durch das Auslaßbauwerk bewerkstelligt wurde. Zunächst wurde dann weiter in der Dammachse eine durchgehende Spundwand geschlagen. Dieselbe besteht in den höheren Lagen aus: 3,0 bis 6,6 m langen, 10 cm starken hölzernen Bohlen, in den tieferen Teilen, vom Auslaßbauwerk links bis auf 39 m jenseits des Talwegs aber aus 10,7 m langen Stahlspundschienen. Die Spundwände ließ man, um guten Anschluß an die Schüttung zu erhalten, 45 cm herausragen. Um jegliche Durchdringung des Dammes durch Wühltiere auszuschließen, hat man anschließend an die Spundbohlen eine geschlossene Wellblechwand bis auf Stauziel emporgeführt. Die Blechtafeln wurden auf Gurten befestigt, die an die Pfeiler des mittleren Schüttgerüstes genagelt wurden.

Die Lösung des Materials mußte unter künstlichem Gefälle betrieben werden. Dazu war am linken Dammende eine 380 mm-Kreiselpumpe für 280 l/sek unter 150 m Druckhöhe, angetrieben durch einen 700 PS-Drehstrommotor, aufgestellt. Daß die Kraft aus der eigenen Wasserkraftzentrale bezogen werden konnte, hat jedenfalls die Kosten des

Digitized by Google

Verfahrens wesentlich ermäßigt. Um Unterbrechungen vorzubeugen, war ein zweiter gleicher Motor auf derselben Welle angebaut.

Die Pumpe lieferte das Druckwasser für die „monitors", die das Material von der hochgelegenen Böschung abschwemmten.

Die Zuleitungsgerinne waren in drei verschiedenen Höhen angelegt (Abb. 769). Dies deshalb, weil die höheren Entnahmestellen zu weit von dem Pumpenhaus entfernt waren, so daß es zur Erhöhung des Wirkungsgrades für nützlich befunden wurde, den größeren Teil der Dammasse, 60 %, in geringerer Höhe zu entnehmen.

Die Gerinne waren mit 3 % Gefälle angelegt und das oberste, das am Einlauf 10 m über der Dammkrone, 18 m unter dem Bergkamm lag, schnitt daher schon 330 m vom linken Dammende entfernt die Dammkrone und 350 m weiter den Talboden an: der so abgeschnittene Dammkörper im Ausmaß von 92 000 cbm konnte daher nicht in der gleichen Weise eingebracht werden.

Die zur Aushilfe getroffene Anordnung ist als Besonderheit dieses Dammbaues bemerkenswert: Es wurde eine 100pferdige Zusatzpumpe auf dem obern Schüttgerüst, 1 m über Dammkrone aufgestellt, die die Schwemmasse unmittelbar, ohne Saugen, aus dem Gerinne entnahm und durch eine 350 mm weite Holzrohrleitung um 365 m in wagrechter Richtung, 75 cm über Dammkrone, weiter drückte nach dem Kopf eines noch 134 m langen mit nur 2 % geneigten offenen Verteilgerinnes. Auf diese Weise war es möglich, den größten Teil der noch fehlenden Dammasse im Schwemmverfahren einzubringen, der Rest wurde gleich dem rechten Dammflügel mit Kippwagen eingefahren.

Eine weitere Besonderheit war folgende: Die Materialverteilung in den höheren Lagen nötigte dazu, mit den Sprengdüsen immer weiter vom Pumpenhaus wegzugehen, und die wachsenden Druckverluste in Verbindung mit ungeeigneter Materialbeschaffenheit machten den Betrieb immer mehr unwirtschaftlich. Man nahm daher einen unter dem Hauptgerinne, nahe bei der Pumpe gelegenen Einschnitt in Angriff und hob die hier gelöste Masse durch eine Strahlpumpe um 7,8 m in die Höhe nach der oberen Hauptrinne. Das Wasser zum Betrieb der Strahlpumpe wurde von dem 700pferdigen Kreisel bezogen. Obwohl dazu die Weite der Sprengdüse und ihr Arbeitsdruck entsprechend verkleinert werden mußten, auf 50 mm bzw. 80 m, hat das Arbeitsergebnis doch vollkommen befriedigt, der Gehalt an fester Masse stieg zeitweilig bis auf 75 %.

Auch im allgemeinen hat das Schwemmverfahren hier sich gut bewährt. Es wurde eine sehr vollkommene, selbsttätige Trennung von Sand und Lehm festgestellt. Der grobe, schwere und ziemlich reine Sand setzte sich in den äußern Dritteln der Dammhälften ab. Dadurch wurde während des Aufbaues eine gute Wasserableitung erzielt und für den spätern Bestand der Vorteil gewonnen, daß die äußere Böschung den auffallenden Regen sehr begierig schluckt, so daß keine gefährliche Bespülung dieser Böschung eintreten kann. In der Mitte lagerte sich ein Kern aus den feinsten Lehmbestandteilen ab, der große Undurchlässigkeit besitzt.

Der mittlere Fortschritt war bei einer täglichen Schwemmarbeitszeit von 15½ Stunden: 1840 cbm/Tag, er war anfänglich höher und wurde später durch die geschilderten schwierigen Verhältnisse beeinträchtigt. Trotz hoher Löhne (4,4 bis 6,3 M. für 11 Stunden) ist die Ausführung sehr billig zu stehen gekommen. Die Schwemmschüttung kostete durchschnittlich 31 Pfg/cbm, und wenn man nur die Zeit vor Einführung des Druckleitungsbetriebs berücksichtigte, gar nur 23 Pfg/cbm, einschließlich Kraft, Gerinne, Steg, Gerüste und Bauleitung.

Damm im Kleinen Bärental[1]).

(Little bear valley Damm.)

Dieser, in den Jahre 1904 bis 1911 (mit Unterbrechungen) von der Arrowhead Reservoir and Power-Comp. in den San Bernhardinobergen (Californien) erstellte Staudamm ist bemerkenswert als einer der höchsten bestehenden Erddämme ($h = 61$ m), durch eigenartige Bauweise und Ausführung (Betonkern, Beifuhr trocken, Einbringen im Schwemmverfahren). Frühere Studien über die Staumöglichkeiten im Kleinen Bärental hatten

[1]) Eng. Rec. 3. IV. 1909. Eng. News 25. VIII. 1910. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., Bd. 66, S. 280. Mitlgn. von Herrn Ing. Finkle, Los Angeles.

Digitized by Google

dargetan, daß man hier, rd. 1500 m über dem Meer, ein Becken von 73,5 Mill. cbm schaffen konnte, dem außer den unmittelbaren Zuflüssen des eigenen, 21 qkm messenden Einzugsgebiets noch die eines andern von 186 qkm durch einen mehrere Kilometer langen Stollen zugeführt werden konnten. Das Tal, im Querschnitt nahezu nach einem gleichschenkligen Dreieck mit Seitenböschung 1:2 geformt, ist in Schiefergesteine eingeschnitten, in denen stellenweise Bänke von Diorit und Syenit auftreten.

Man plante im Hinblick auf diesen Befund zuerst den Bau einer Mauersperre und hatte auch schon die Gründungsarbeiten weit vorwärts gebracht, als sich herausstellte, daß die brauchbaren Steinlager, die wohl nur oberflächlich untersucht worden waren, erschöpft waren. Nach mehrfachen Abänderungsvorschlägen wurde ein vollständiger Wechsel im Ingenieurstab des Unternehmens vorgenommen und nach einem Vorschlag

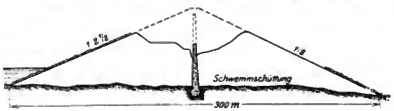


Abb. 794. Querschnitt. Maßstab 1:3400.

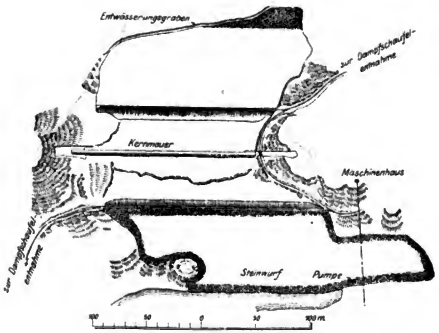


Abb. 795. Lageplan. Maßstab 1:4000.

Abb. 794/95. Little bear valley-Damm, Bauaufnahmen.
(Eng. Rec. 1909.)

von weiland Chefingenieur Hodges durch dessen Nachfolger E. H. Kellog und die beratenden Ingenieure Finkle und Trask der jetzt ausgeführte Entwurf eines Erddammes mit Betonkern aufgestellt. Dabei wurden folgende Grundsätze als maßgebend anerkannt:

1. Die bereits fertige Mauergründung ist ungeeignet, in dem neuen Damm benutzt zu werden.
2. Der bisher gewählte Platz ist gegenüber einem abwärts gelegenen, der wirtschaftlichere Bauweise erlaubt, aufzugeben.
3. Vollständige Schwemmschüttung ist nicht möglich, weil das dafür geeignete Material nicht in ausreichender Menge vorhanden.
4. Keiner der verfügbaren Schüttstoffe ist geeignet, einen standfähigen, 60 m hohen Damm ohne Betonkern zu liefern.

Digitized by Google

5. Die günstigste Lösung in bezug auf Sicherheit und Wirtschaftlichkeit ist ein Erddamm mit einem in das Felsbett eingreifenden Betonkern und Ausführung in trockener Beifuhr, aber nasser Schüttung.

Der darnach entworfene Damm erhielt 260 m Kronenlänge (Abb. 794) und den in Abb. 796 dargestellten Querschnitt mit wasserseitig $2^1/_2$facher Böschung, die durch 50 bis 60 cm starken Steinbelag gesichert ist. Luftseitig ist die Neigung 1:2 genommen und eine Befestigung durch Rauhwerk angebracht (wohl weil guter Rasenboden in dieser Höhe und Lage nicht verfügbar war).

Die 6 m breite Dammkrone liegt 2 m über Stauziel. Der Kern, an der Sohle 6 m stark, greift 6,2 m tief in den Felsgrund ein und reicht bis auf Stauziel, wo er noch etwa 0,9 m Stärke hat. Er erreicht damit 67,5 m Höhe, die Dammkrone liegt also gar 69,5 m über Kerngrabensohle.

Ausführung. Das Schüttmaterial, auf beiden Seiten durch Dampfschaufeln unter Zuhilfenahme von Pulver gewonnen, bestand aus dem oberflächlich anstehenden Lehm und verwittertem Schiefergestein, vermischt mit größeren Steinbrocken, die beim Sprengen ganz geblieben waren. Zur Schüttung dieser Masse, die mit Lokomotivbetrieb beigefahren wurde, hat man zuerst an beiden Böschungsfüßen 6 bis 9 m hohe Dämme trocken aufgeschüttet; dann wurde, ohne weitere Gleisverlegung nur noch nach der innern Seite gekippt und mit Sprengschläuchen nach dem schon höher aufgeführten Kern zugeschwemmt. Dieses Verfahren wurde in der durch Abb. 796 veranschaulichten Weise mehrmals mit immer höherer Gleislage wiederholt. Auch hier stellte sich, wie erwartet, das vorteilhafte Ergebnis ein, daß das schwere, grobe Material außen liegen blieb, während innen am Betonkern sich das feine, lehmige sehr dicht ablagerte.

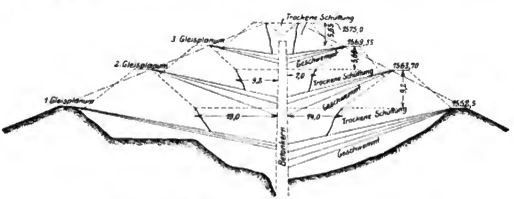


Abb. 796. Little bear valley. Bauprogramm. Maßstab 1:1000.

Der Kern ist aus Zyklopenbeton ausgeführt, wobei man, um gute Dichtigkeit zu erhalten, im Mörtel einen Zementüberschuß von 15% über die Hohlräume des Sandes und im Beton wieder einen Mörtelüberschuß von 25% über die Steinlücken zugab.

War eine gewisse Höhe aufgeführt und abgebunden, so wurde alsbald die Dichtigkeit nachgeprüft, derart, daß man in den weiten Graben vor der Dammschüttung auf einer Seite Wasser einließ und ständig auf voller Höhe hielt. Einmal wurde auf diese Art eine undichte Stelle gefunden und der Unternehmer mußte sie dann mit einem großen Pflaster aus 30 cm-Eisenbeton abdichten, was, soweit die Druckhöhe der Versuchsanordnung ein Urteil zuließ, anscheinend gelungen ist. Über die 1909 aufgetretenen Kälterisse im unverdeckten Teil des Kerns ist auf S. 994 berichtet.

Auslaßbauwerk. Als Auslaß ist auch hier ein Stollen mit Einfallturm angelegt. Der in Eisenbeton erstellte, 58 m hohe Turm, Abb. 797, hat eine große Zahl frei vorstehender Knierohreinläufe, die spiralig in 6 m Höhenabstand über den Umfang verteilt sind. Als Verschlüsse dienen Zylinderventile, die im Innern des Turmes angebracht sind, während außen zum Aufziehen eingerichtete zylindrische Rechen angeordnet sind. Schützen und Rechen werden von dem Maschinenhaus auf der Plattform des Turmes durch einen zentralen Drehkran bedient.

Digitized by Google

Der ganze Dammbau ist Ende 1910 fertig gestellt und unter Druck genommen worden und soll bisher trotz der außerordentlichen Höhe des Staus keinerlei bedenkliche Erscheinungen gezeigt haben. Die Ausführung war an einen Unternehmer vergeben und zwar die Erdschüttung um 1,56 M/cbm (wobei die Abgelegenheit der Baustelle zu berücksichtigen ist), die Betonierung der Kernmauer um 22,2 M/cbm; dabei wurde der Zement von der Auftraggeberin gestellt; seine Kosten eingerechnet, hat sich die Kernbetonierung auf 39 M/cbm gestellt.

Der Terrace-Damm (Colorado).

Zu Bewässerungszwecken ist in den Jahren 1905/06 nach den Entwürfen von Ingenieur Schuyler im Alamosafluß ein Erddamm von 55 m Höhe angelegt worden, der als höchster bis dahin im reinen Schwemmverfahren geschütteter Damm und durch die eigenartige Anordnung seines Kernes bemerkenswert ist.

Der Alamosafluß bildet an der Baustelle einen Cañon, also eine im Grunde fast senkrecht eingeschnittene schmale Schlucht, über deren Rändern sich erst die seitlichen Hänge ausweiten. Dieser Engpaß ist durchschnittlich 20 m tief und nur 6 bis 18 m weit. Die Krone der Talsperre reicht 55 m über Flußsohle und erhält dabei 152 m Länge.

Untergrund und Talhänge bestehen aus Trachytgestein, das als durchaus tragfähig und undurchlässig befunden wurde. Von früherer Vergletscherung fanden sich große Moränenablagerungen, die genügend Ton und Sand enthielten, in einer Beschaffenheit, die Anwendung des Schwemmschüttverfahrens aussichtsvoll erscheinen ließ. Als weiteres Schwemmaterial boten sich abwärts der Baustelle ausgedehnte Schichten verwitterten Trachyts, die, mit harten Steinsplittern und Ton vermischt, besonders gute Eigenschaften für diese Arbeitsweise zeigten.

Der Dammquerschnitt (Abb. 765) ist entsprechend dieser Herstellungsweise, wasserseitig mit 1:3, luftseitig mit 1:2 geböscht. Den 21 m tiefen Steileinschnitt am Fuß sperrt ein als Gewölbemauer mit 15 m Halbmesser angelegter, nur 4,5 m starker Betonkern ab, der 3 m tief in den Felsgrund einbindet.

Der Gedanke, den Kern nur im untersten Teil des Dammes anzuwenden, wo er dem Wasserdruck nach am ehesten notwendig und gleichzeitig der Natur der Baustelle entsprechend billig herzustellen war, darf als ein sehr glücklicher bezeichnet werden.

Abb. 797. Little bear valley. Auslaßturm. Maßstab 1:315 und 1:140.
(Nach Ing. Finkle-Los Angeles.)

Digitized by Google

In Verbindung mit dem Fußkern sind zwei Randmäuerchen seitlich an den Hängen bis auf Dammkrone empor geführt. Sie laufen 7,5 m voneinander entfernt, sind etwa 3 m tief in den Felsen eingelassen und ragen 60 bis 90 cm über denselben hervor, so eine feste Einbindung der Schütterde bewirkend.

Ausführung. Die Schwemmschüttung konnte mit natürlichem Gefälle ausgeführt werden. Ein Holzgerinne leitete dazu das Wasser von einem 8,8 km entfernten Punkt des oberen Tals her, der 60 m über der Dammkrone lag. Die Wasserumleitung wurde durch den links in der Bergwand angelegten 220 m langen Auslaßstollen bewirkt, der 2,1/3,0 m weit ist und für den Betrieb durch einen 24 m tiefen Schieberschacht abgeschlossen werden kann (Abb. 765).

Die Schüttung der Dammasse wurde von der beauftragten Bauunternehmung um den in Anbetracht aller Umstände billigen Einheitspreis von 1,34 M/cbm ausgeführt und wird daher rd. 1,34 · 300 000 = 400 000 M. gekostet haben; rechnet man dazu den Betonkern (2600 cbm) und die Abfangmauern am Hang (rd. 2400 cbm) mit 30 M/cbm oder im Ganzen 150 000 M., so gelangt man zu dem niedrigen Einheitspreis von 1,85 M/cbm.

Im Jahre 1909 wurde eine Erhöhung des Dammes in Angriff genommen, durch die seine größte Höhe auf 60,2 m, der Damminhalt auf rd. 650000 cbm gebracht werden soll. Der Stauraum wird dadurch von 10 auf 33 Mill. cbm gebracht werden. Bis Ende 1910 waren im ganzen rd. 400000 cbm Damm-Masse eingebracht. (Nach Jahresbericht des Staatsingenieurs von Colorado).

Der Escondidodamm[1]).

Dieser Damm ist einer der ersten vom eigenartigen Typ der Rock-Fill-Dämme gewesen, bei denen die Trennung zwischen stützendem Dammkörper und dichtender Haut am klarsten entwickelt ist. Er wurde 1897 fertig gestellt, nachdem er schon 1895/96 teilweise hatte unter Druck gesetzt werden können.

Der Damm schafft ein Bewässerungsbecken von 3,75 Mill. cbm im Von-Segern-Arm des San Elijo Creek bei der Stadt Escondido. Das Wasser wird ihm vom San Luis-Reyfluß in einer 28 km langen Leitung von 800 lit/sek Leistung zugeführt.

Kalifornien ist ein besonders günstiger Boden für die Entwicklung der „Rock-Fill"-Bauweise gewesen, weil hier infolge der häufigen Erdbeben die Neigung, den vielfach vorhandenen guten Fels in starre Mauern zu verbauen, weniger groß ist. Das mag neben rein wirtschaftlichen Rücksichten auch hier der Grund für die Wahl der Bauweise gewesen sein.

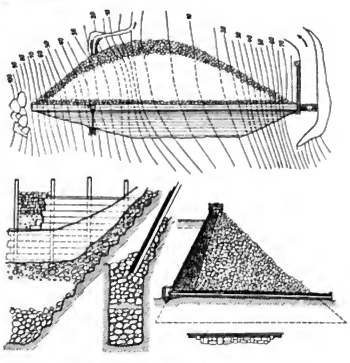


Abb. 798. Escondido-Damm.
(Höhenzahlen = engl. Fuß, Dammquerschnitt Maßstab 1 : 1100, Grundriß 1 : 2200, Einzelheiten 1 : 500.) [Schuyler.]

Der Damm erhielt (Abb. 798) 23 m Kronenhöhe über Flußsohle, 116 bzw. 30 m obere und untere Länge und 43 m bzw. 3,0 m untere und obere Breite. Wasserseits ist er mit 2:1, luftseits mit 1:1 und $1:1^1/_4$ geböscht. Den Baustoff lieferte der an den Hängen und in der Sohle mit geringer Überdeckung anstehende feste Granit, die Abdeckung an der Wasserseite ist aus Holz genommen.

[1]) Nach Schuyler, Reservoirs in Ann. Rep. U. S. Geolog. Survey.

Digitized by Google

Ausführung. Zuerst wurde aller lose Boden entfernt und in Sohle und Hängen ein 1,5 m breiter 0,9 bis 3,6 m tiefer Schlitz ausgehoben, der mit grobem Zementbeton gefüllt wurde und hernach den Anschluß für die dichtende Decke zu bilden hatte. Als Unterlage für diese ist eine von 4,5 auf 1,5 m sich verjüngende Trockenmauer errichtet und gegen diese dann der untere Dammkörper aus großen, bis über 4 t schweren Granitblöcken aufgeschüttet.

Die Holzdecke wurde in doppelter Plankenlage 2·75 bis 2·38 mm stark auf 15/15 starke und 1,6 m voneinander abstehende Ständer aufgenagelt, die Fugen versetzt angeordnet und mit heißem Asphalt verschmiert. In den Zwischenraum hinter den Planken wurde Grobbeton eingestampft, der lediglich eine Abgleichung der Unterlage, keine Dichtung liefern sollte. Diese Dichtung hat sich, vorausbemerkt, ziemlich gut bewährt; immerhin wurde aber von Beginn des vollen Staues an, außer einigen, anscheinend im Untergrund verlaufenden und schon beim Bau gefaßten Quellen, die als harmlos bezeichnet werden, ein Sickerverlust auf Rechnung der Dichtung von 5,3 l/sek festgestellt. Das ist zwar im Vergleich mit den bei vielen gemauerten und drainierten Talsperren festgestellten Verlusten (S. 947) nicht übermäßig hoch, aber es ist sicher, daß man mit Eisenblechdichtung oder einer sachgemäß behandelten Eisenbetondecke, wie sie neuerdings vorgezogen wird, auch diese kleinen Verluste noch wesentlich hätte vermindern können. Ebenso liegt die unvergleichlich größere Dauerhaftigkeit einer solchen neueren Dichtungsweise auf der Hand, wo es doch der Staubeckenbetrieb mit sich bringt, daß das Holz zu sehr dem Wechsel von Nässe und Trockenheit ausgesetzt ist: unter solchen Verhältnissen hat sich aber auch das sonst in Amerika mit Vorliebe verwendete und für manche Zwecke vorzügliche Rotholz nicht bewährt. —

Die Füllsteine wurden beiderseits an den Hängen 240 m auf- und abwärts gebrochen (eine gewisse Knappheit nötigte zu dieser verhältnismäßig großen Ausdehnung der Entnahmestellen), und Rollbahnen, in verschiedenen Höhen angelegt, führten die Steine unter natürlichem Gefälle bei, leere Wagen wurden durch Pferde hochgezogen, Schüttgerüste dienten der Verteilung. — Diese Arbeitseinrichtung ist neuerdings in Amerika im allgemeinen für Staudämme nicht mehr im Gebrauch, weil sie gegenüber der gleich zu beschreibenden, mit Seilbahnen, unwirtschaftlich ist. — Es war vorgeschrieben, daß nur reine Steine, kein erdiges Material verwendet werden durften, daher wurde auch, obwohl die Steine liegen gelassen wurden, wie sie fielen, eine sehr geringe Setzung: nur 75 mm, beobachtet.

Überlauf und Auslaß. Der Überfall ist am linken Dammende als 7,5 m breiter Kanal in den Hang eingeschnitten. Die Überfallkrone liegt 1,8 m unter Dammkrone und 2,7 m unter der überhöhten Holzschutzwand. Der Auslaß ist in sehr einfacher und nicht nachahmenswerter Anordnung als 60 cm-Steinzeugrohr in Beton durch den Dammfuß durchgeführt und mit einem einfachen, auf der Holzdecke geführten Flachschieber geschlossen.

Der Damm enthält 28 000 cbm Steinschüttung (im Entnahmeeinschnitt gemessen), wovon 4500 cbm Trockenmauerwerk. Die Gesamtkosten waren ohne Grunderwerb: 365 000 M. oder 13 M/cbm, sie werden aber von Schuyler, dessen Mitteilungen die obigen Angaben entnommen sind, ausdrücklich als sehr hoch bezeichnet (als Folge der Anwendung von Gleisbahnen und der geringen Mächtigkeit der Brüche). Berücksichtigt man, daß nach Schuyler in Amerika das Mörtelmauerwerk für Talsperren bei derartig kleinen Ausführungen sich durchschnittlich auf 80 M/cbm stellt[1]) und daß der Escondidodamm sehr steil gebösch ist, so findet man immer noch eine sehr wesentliche Ersparnis gegenüber der Mauersperre.

Untere Otay-Creek und East Cañon-Sperre[2]).

Diese beiden, gleichfalls in der Rock-Fill-Form angelegten Staudämme sind ein interessantes Gegenstück zu der eben beschriebenen, insofern sie mit Stahlblechbekleidung versehen sind und die Dichtung zum Teil als „Kern" in die Dammitte verlegt ist.

[1]) Schuyler, Reservoirs, S. 638.
[2]) Vgl. Eng. Rec. 27. VI. 1896.

Digitized by Google

Die Otaysperre liegt 35 km südöstlich von San Diego (Kalif.) in einer Wildschlucht des dort parallel zur Küste streichenden Porphyrmassivs. Sie ist von der Southern California Mountain Water Comp. zu Bewässerungszwecken in den Jahren 1895/97 erbaut, ist also nur wenig jünger als die Escondidosperre.

Eine breite Talweitung oberhalb der Baustelle erlaubte es, ein Staubecken von rd. 46 Mill. cbm mit einem Stau von 37,5 m über Talsohle herzustellen. Die Dammkrone ist 1,5 m über Stauziel gelegt und 170 m lang.

Von dem ursprünglichen Plan, eine Mauersperre zu errichten, war man aus nicht mehr näher festzustellenden Gründen abgekommen. Man benutzte aber den schon weit geförderten Grundbau dieser Mauer (Abb. 799, 800), der mit 12 m Höhe und 19/19 m Grundfläche in der Sohle der Schlucht jetzt einen außerordentlich zuverlässigen Abfangfuß bildet. Darauf setzte man eine den ganzen Talquerschnitt abschließende Wand aus Stahlblech von 8,8 bis 6,2 mm Stärke, das in Platten von 1,5/5,3 bzw. (in den höheren Lagen): 2,4/6,0 m Größe zusammengenietet wurde. Am Fuß ist diese Tafel in einen 2,4 m hohen Betonwall fest eingebunden.

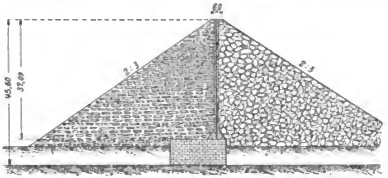


Abb. 799. Querschnitt. Maßstab 1:1300.

Abb. 800. Kernwand. Maßstab 1:400.

Abb. 799/800. Unterer Otaydamm.
(Congr. H. Bl. I.)

In ähnlicher Weise ist die Dichtungshaut außerdem in Schlitze in den seitlichen Hängen eingelassen, mit einzementierten Ankern gefaßt und mit einem kräftigen Betonkopf abgedichtet. In der Hauptfläche ist diese Dichtungswand dagegen nur mit einer beiderseits 30 cm starken Betonschicht verkleidet, die lediglich den Zweck hat, den vorher auf das Blech aufgebrachten Asphaltüberzug gegen Beschädigungen bei der Herstellung der Steinschüttung zu schützen. — Die Ausführung der Schüttung kann als charakteristisch für die neueren amerikanischen Bauweisen gelten und darf daher etwas näher besprochen werden.

Ausführung der Schüttung. Für die Beiführung des Schüttmaterials war in der Längsrichtung der Schlucht eine Seilbahn mit 56 mm starkem und 290 m langem Kabel eingerichtet. Letzteres war auf 32 bzw. 12 m hohen Türmen, 70 m über der Talsohle aufgehängt und hatte eine Tragkraft von 10 t. An der Dammbaustelle waren Ausleger-Krahne und ein auf beiderseitigen Ankerwagen verschieblich angeordnetes Querkabel angebracht, wodurch eine bequeme Verteilung der sehr großen Steine ermöglicht wurde.

Bei der Verlegung der Steine wurde darauf gesehen, die großen Blöcke an die Unterwasserseite, kleine Steine und erdiges Material in die Oberwasserseite der Dammböschung zu bringen. Die Örtlichkeit erlaubte es, große Teile der unteren Schüttung unmittelbar durch Sprengung aus dem Bruch einzuwerfen. Beispielsweise wurde für den ersten Schuß ein Stollen 15 m tief in den Berg getrieben, und daran Querschläge von 5,4 und 8,4 m Länge angeschlossen. Diese wurden mit 1800 bzw. 3600 kg Pulver geladen und warfen bei der Entladung sogleich 2300 cbm Steine, wovon einzelne 50 t und mehr Gewicht hatten, in den Dammfuß. Ein zweiter Schuß konnte in feineres Material gesetzt werden und brachte eine gute Ausfüllung der ersten sehr groben Masse. Dieses Verfahren konnte noch einige Male angewendet werden, wobei grundsätzlich die Steine, so wie sie gerade sich legten, gelassen und keine weitere Nachhilfe für sorgfältigere Lagerung angewandt

Digitized by Google

wurde[1]). Der Damm enthält 106000 cbm Schüttung (Messung im Einschnitt) und die Kosten haben, für Lösen, Zerkleinern, Heben, Beiführen und Versetzen, etwa 2,75 M/cbm betragen, ein sehr geringer Preis, wenn man noch berücksichtigt, daß ein derart angeschütteter Damm wesentlich geringeren Massenverbrauch hat als ein Erddamm. Das in den Damm „geschossene" Material hat sogar nur 33 bis 38 Pfg/cbm gekostet.

Ausluß und Überlauf. Hier wurde grundsätzlich davon abgesehen, ein Rohr durch den Damm durchzuführen. Der 350 m lange, 1,2 m im Durchmesser haltende Auslaßstollen ist 300 m westlich um den Damm herumgeführt und durch den in seiner Mitte abgeteuften Schieberschacht verschließbar. Der Überlauf ist gleichfalls ohne Berührung mit dem Damm 30 m seitwärts am linken Hang angelegt und so geführt, daß er genügend weit vom Fuß des Dammes entfernt ausgießt.

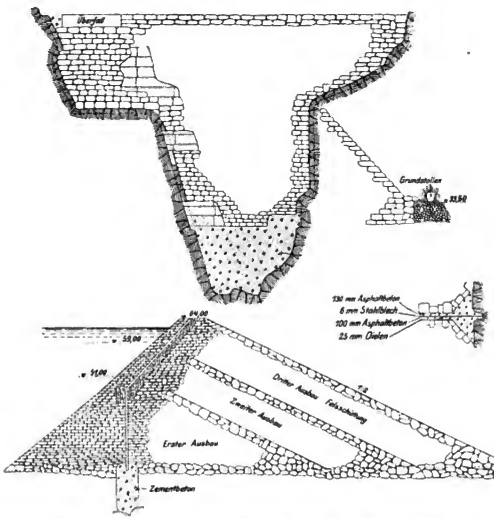


Abb. 801. Staudamm im East Cañyon Creek (Kalifornien). Maßstab 1:930.
(Eng. Rec.)

East-Cañon-Creek-Sperre. Dieser Damm hat mit dem eben beschriebenen die Konstruktionsform als Felsschüttung gemeinsam. Er unterscheidet sich aber dadurch von ihm, daß die dichtende Stahlwand bei ihm mehr an die Vorderseite gelegt ist.

Die Staustelle ist gleichfalls eine enge Schlucht in festem Felsen, die Stauhöhe beträgt etwa 28 m, die Kronenlänge ist nur 50 m (Abb. 801). Der Damm war ursprünglich um 8 m niedriger angelegt und wurde erst, nachdem er sich vier Jahre lang gut bewährt hatte, auf die volle Höhe gebracht. Das Verfahren, die vordere Böschung „einzuschießen", ist

[1]) Vgl. Zschokke, Über Anlage und Sprengung großer Kammerminen in Steinbrüchen, Schweiz. Bztg. 7. 9. 12.

Digitized by Google

hier in noch ausgedehnterem Maße angewendet worden, wobei Blöcke von bis über 300 cbm eingebracht wurden. Die dichtende Wand ist in gleicher Weise wie beim Otay-Damm aus asphaltiertem Stahlblech mit Betonumhüllung gebildet und beiderseits mit Trockenmauerwerk eingepackt. In den oberen 8 m liegt sie aber frei auf der steil angelegten Böschung — Die Kosten des East-Cañon-Creek-Dammes haben nur 80 000 M. betragen.

Bei Staudämmen dieser Bauart und bei Anwendung von Stahlblechwänden ist es zweifellos im allgemeinen das Vorteilhafteste, diese Dichtung möglichst nahe an das Oberwasser zu legen. Die bei Erddämmen und Lehmkernen dagegen sprechenden Gesichtspunkte kommen hier weniger in Betracht, weil der Mehraufwand bei den steilen Böschungen gering ist und durch den Gewinn an Standfestigkeit wieder eingebracht werden kann. Tatsächlich sind denn auch neuerdings ebenfalls Dämme mit einer auf der Oberwasserböschung verlegten Stahlwand ausgeführt worden, beispielsweise der Cheesman-See-Damm der Pikes-Peak-Power-Comp. bei Viktor (Colorado) (vgl. Schuyler, Reservoirs, S. 314), Abb. 766.

Bei einem anderen 48 m hohen „Rock-Fill"-Damm, am Cotton Wood-Creek bei St. Diego besteht diese Böschungsdichtung, die dort auf einem 1,5 m starken Trockenmauerwerk in Neigung 1:1 verlegt ist, lediglich aus einer Schicht von Asphaltbeton ohne Stahleinlage (Schuyler Res., Seite 640).

Die Staudämme im Pecostal[1]).

Der untere Pecosdamm. Bei der Stadt Teddy in Neumexiko ist 1889/90 ein „Rock-Fill-Damm" gebaut worden, der sich durch den gänzlichen Mangel einer festen Dichtungshaut auszeichnet. Die Dichtungsschicht wird hier durch einen Erdkörper gebildet.

Der Untergrund besteht aus Kalkstein, der in Bänken mit lehmigen Zwischenlagerungen ansteht; gute Dammerde fand sich reichlich an den Hängen. Dies waren günstige Vorbedingungen für die Wahl der neuartigen Bauform, die unter solchen Umständen auch

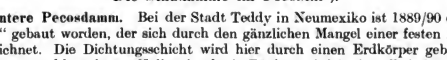


Abb. 802. Pecosdamm (Kalifornien). Maßstab 1:920.

wirtschaftliche Vorteile versprach. Der Damm erhielt 420 m Kronenlänge und 14,6 m Höhe über Flußsohle. An einem Hang ward ein Überfall angelegt, der Grundablaß-Auslauf in einen Bewässerungskanal wurde im Stollen durch den Berg geführt.

Der an der Luftseite angeordnete Felswall (Abb. 802) erhielt 3 m Kronenbreite und Böschungen 1:1$^1/_2$ und 2:1. Als Unterlage, zugleich als Filter für die Erdschüttung mit der Aufgabe, eine Ausspülung der Erde hintanzuhalten, wurde die innerste Schicht in 60 cm Stärke von Hand als Trockenpackung angelegt. Die Dammerde wurde von außen dagegen geschüttet, mit 1:3 geböscḧt und durch Steinwurf gegen Wellenschlag geschützt.

Dieser Damm hat sich bis August 1893 sehr gut gehalten, dann fiel er einer Hochflut zum Opfer, für die der Überfall und Grundablaß nicht ausreichte (die Dammkrone wurde überflutet und das lose Material in einer Breite von 90 m weggespült). Dafür aber, daß man die Bauweise an sich für den Unfall nicht verantwortlich machen kann, spricht die Tatsache, daß der Damm alsbald in derselben Art, nur 1,5 m höher, wieder aufgebaut wurde.

Der obere Pecosdamm. Ein weiterer Beweis für das Vertrauen, das die Unternehmer, offenbar doch auf Grund der gemachten Wahrnehmungen, der Bauweise schenkten, ist es ferner, daß schon im Jahre 1893 ein zweiter, ganz ähnlich gebauter Damm weiter oberhalb im selben Flußtal errichtet wurde.

Dieser Damm hat wasserseitig noch etwas flachere Böschung, 1:3,5, erhalten, seine Hauptmaße sind: Größte Höhe: 15,8, Kronenbreite der Steinschüttung: 4,2 m, der Erd-

[1]) Schuyler, Res., S. 645 ff.

Digitized by Google

schüttung: 1,8 m, Kronenlänge 485 m, größte Sohlenbreite: 85 m. Er enthält 78 000 cbm Felstrümmer, 79 000 cbm Erdschüttung und 2900 cbm Trockenmauerwerk und hat 710 000 M. gekostet.

Der Überfall, abseits angelegt, ist hier außerordentlich leistungsfähig gehalten (5600 cbm/sek gegen 1200 cbm/sek beobachtete Hochwassermenge). Schuyler, der den Damm zwei Jahre nach seiner Fertigstellung besucht hat, berichtet, daß keine Spur von Undichtigkeit zu bemerken gewesen.

Immerhin darf man im Hinblick auf anderwärts gemachte Erfahrungen einige grundsätzliche Bedenken gegen die Anwendung einer Erddichtung vor einer Trockenmauer aussprechen: beim Bau der französischen Binnenkanäle hat Jacquinot beobachtet, wie die anfänglich in den Felseinschnitten verwendete Lehmdichtung versagt hat: durch die, wenn auch anfangs schwachen Durchsickerungen werden feine Erdteilchen an der äußern Schicht weg- und durch die Spalten der Felswand bzw. des Mauerwerks, abgeführt. Dieser Vorgang hätte mit Notwendigkeit in rasch wachsender Geschwindigkeit zur endlichen Zerstörung der ganzen Dichtung führen müssen; die Gefahr wurde aber beseitigt durch die Anordnung einer dünnen Lage von Magerbeton, der zwar nicht für Wasser, wohl aber für die Lehmauflösung undurchlässig ist[1]).

Damit nun eine Trockenmauer, wie sie beim untern Pecosdamm verwendet wurde, denselben Dienst zu leisten vermag, müßte sie schon sehr sorgfältig aufgesetzt sein; eine dünne Hintermauerung in Stampfbeton dürfte sich auf alle Fälle empfehlen. Unentbehrlich wäre eine solche oder ein ähnliches Dichtungsmittel (Eisenblech usw.) dort, wo die, eigentlich auf die Dauer zur Dichtung bestimmte Erdschüttung im Schwemmverfahren eingebracht, also längere Zeit zum „Ausreifen" der nassen Masse benötigt wird.

Verunglückte Staudämme.

Bei der Wichtigkeit der Frage, wieweit man geschütteten Dämmen trauen, und zu welcher Höhe man gehen darf, ist es von besonderem Interesse, einige der in Amerika ja ziemlich häufig vorgekommenen Dammunfälle näher ins Auge zu fassen.

Der Bluewaterdamm[2]). Der Bluewaterdamm (in Colorado) wurde 1908 nach dem Rock-Fill-Typ fertiggestellt. Er hatte eine äußere Abdeckung mit gestampfter Erdschüttung und einen Lehmkern, der 4,5 m tief in das Felsbett eingriff. Die größte Höhe über Flußsohle war 10,7 m, die Kronenlänge 100 m. Der Damm war so angelegt, daß er später auf 27 m Stauhöhe hätte ausgebaut werden können. Der Auslaß war abseits vom Damm als Stollen in festem Fels geführt, ebenso der Überlauf in den Felshang eingeschnitten.

Bei der ersten Füllung, im April 1908, hatten sich auf der vom Überlauf abgelegenen Seite kleine Quellen bemerkbar gemacht, die sich aber bald wieder geschlossen hatten. Ein am Damm wohnender Wärter übte ständige Aufsicht aus.

Im Juli desselben Jahres setzten ungewöhnlich heftige Regengüsse ein, die bis September anhielten und sich zuletzt zu einem gewaltigen Gewitterturm steigerten, der das Wasser in dem inzwischen angefüllten Becken mit einer Geschwindigkeit von 3 cm in der Viertelstunde steigen machte, obwohl der 1,2/1,8 m weite Grundstollen ganz geöffnet und auch der Überfall bald in voller Tätigkeit war. Bei diesem Stand öffneten sich wieder die alten Quellen, und neue schwächere an der andern, beim Überfall gelegenen Seite. Diese letzten verschwanden indes infolge natürlicher Verstopfung bald wieder.

Wahrscheinlich hätten diese Durchsickerungen den Damm nicht gefährdet, erst als am folgenden Tag das Wasser die Dammkrone überstieg, war das Schicksal des Bauwerks entschieden.

Der Unfall wäre also aller Wahrscheinlichkeit nach nicht vorgekommen, wenn Überfall und Grundablaß genügend leistungsfähig angelegt gewesen wären. Die Unsicherheit, mit der man in manchen, durch schroffe Witterungswechsel ausgezeichneten Gegenden der Frage der maßgebenden Höchstwassermengen gegenübersteht, verlangt eben bei Anwendung von geschütteten Dämmen eine größere Freigebigkeit in der Bemessung der Entlastungsanlagen, auf die Gefahr der Verschwendung hin.

[1]) Vgl. G. Civ. 17. X. 1908.
[2]) Eng. Rec. 2. X. 1909.

Digitized by Google

Das Ereignis, das den plötzlichen Abfluß von etwa $3^1/_2$ Millionen cbm Stauwassers zur Folge hatte, hat zum Glück keine Menschenleben gekostet, weil ein 17 km unterhalb liegender Engpaß die Flut hemmte. So konnten die Ansiedler im untern Tal rechtzeitig telephonisch gewarnt, sogar ihre Habseligkeiten in Sicherheit bringen. Nur zwei Häuser und einige Kilometer Bahngleis wurden zerstört.

Der untere Pecosdamm. Nicht anders lagen die Dinge bei dem Unfall des Pecosdammes, der eben näher beschrieben wurde. Auch hier war lediglich die Überflutung der Krone die Veranlassung, das ungenügende Ausmaß der Entlastungsanlagen aber die wahre Ursache des Unfalls.

Diese Aufzählung von überfluteten Dämmen ließe sich noch weit fortsetzen. Alle derartigen Beispiele beweisen nichts gegen den Erddamm als solchen, sie mahnen nur zu großer Vorsicht und Freigebigkeit in der Bemessung der Entlastungsanlagen.

Der Julesburg-Damm[1]. Am 11. März 1910 brach von den drei, im ganzen 2500 m langen Dämmen des Julesburgbeckens bei Sedgwick in Colorado der 15 m hohe Westdamm in einer Breite von 90 m bei einem Wasserstand von 6 m mitten durch. Die Untersuchung ergab als Ursache verschiedene schwere Fehler in Entwurf und Ausführung.

Der mit Luftböschung 1:2, Wasserböschung 1:4 und 4,8 m Kronenbreite angelegte Damm war aus einem an sich gut kiesigen Letten in 1,2 m hohen, also viel zu starken Schichten ohne künstliche Verdichtung eingefüllt. Der ausschlaggebende Fehler scheint indes die nachlässige Beobachtung der Beschaffenheit des Untergrundes gewesen zu sein. In 0,9 bis 1,2 m Tiefe stand ein sehr weicher, poröser und von starken Sandlöchern und -adern durchsetzter Sandstein an, der mangels einer Abfangwand dem Druckwassereintritt offen stand. Nach dem Gutachten Sachverständiger ist anzunehmen, daß der Unterdruck die Felsschichten vor der luftseitigen Dammzehe, wo der geringste Überdruck vorhanden war, aufgebrochen und so die ganz plötzlich eingetretene Zerstörung des Dammes eingeleitet hat. Darauf deutete vor allem die Gestalt der im Felsgrund eingerissenen Furche hin: 6 m tief in 9 m Entfernung vor der Luftzehe, 2,4 m tief 15 m weiter aufwärts und 1,5 m tief in Höhe der Dammachse. Auch fanden sich weit flußabwärts verschwemmt mächtige Steinplatten von bis zu 20 cbm Inhalt, die durch rein oberflächlichen Angriff des durch die Bresche strömenden Wassers nicht gelöst worden sein konnten. Also ähnliche Verhältnisse und ähnliche Fehler wie bei der Austinmauer (S. 941)!

Zur Wiederherstellung des Dammes hat man in Dammachse eine Abfangmauer aus Beton 1:5 oben 0,45, unten 1,2 m stark, 1,8 bis 3,6 m über Felssohle hoch und 1,2 m tief eingreifend durch die Bresche gezogen. Sodann wurde an der wasserseitigen Zehe eine zweite Abfangmauer, 0,6 m stark, bis zu 5,4 m tief in den Fels eingelassen. Die Dammschüttung wurde in 20 cm-Schichten hochgeführt und in der Wasserböschung (1:2) eine 3,0 m breite Berme als Stütze für einen jetzt neu aufgebrachten Betonbelag angeordnet. Dieser Belag wurde aus 3,0 m breiten, 4,5 m hohen Platten in mindestens 15 cm Stärke ausgeführt (Fugendichtung: doppelte Asphaltpappe) und an der Krone als Wellenschutz noch 0,9 m hoch senkrecht emporgezogen. An der Luftböschung (jetzt 1:3) wurde die Zehe mit Felsschüttung beschwert, um den aufgeweichten Grund in der Bresche zu verdrängen. Außerdem wurde entlang der ganzen Luftseite bis zur Dammhöhe von 6,0 m eine Reihe von 1,2 m weiten, 7,0 m tiefen Brunnen angelegt, die zunächst zum Nachweis der Lage des gesunden Felsens dienen mußten, später aber als Sicherheitsventil für etwa doch noch durchdringendes Druckwasser betrachtet werden durften.

Im November 1910 nahm die staatliche Aufsichtsbehörde das Bauwerk, als nunmehr betriebssicher hergestellt, ab.

Unfälle an geschwemmten Dämmen. Die im Schwemmschüttverfahren hergestellten Dämme verlangen eine besonders sorgfältige Auswahl des Materials und aufmerksamste Leitung des Bauvorgangs; sind diese Vorbedingungen erfüllt, dann sind aber diese Dämme annähernd ebenso widerstandsfähig wie gewalzte Lehmkörper.

[1]) Nach dem 15. Jahresbericht des Staatsing. von Colorado, Herrn Comstock.

Digitized by Google

Ein Vorfall am oben beschriebenen Sauto Amarodamm (S. 1027) ist dafür ein schlagender Beweis. Am rechten Flügel des hydraulisch aufgeführten höheren Dammteils war, im Anschluß an den niedrigen trocken geschütteten rechten Dammflügel, der wasserseitige Fußdamm, hinter dem geschwemmt werden sollte, in Sandschüttung mit Karren eingebracht worden. Der am rechten Ufer gewonnene Sand war aber zu lehmhaltig und daher zu wenig durchlässig, und als man mit der Schwemmschüttung begann, hatte das Wasser zu wenig Ablauf, staute sich zu hoch an, und eines Tages rutschte ein Stück des Fußdammes ab, so daß sich der ganze Inhalt des langen Schütteiches über den bereits 5,1 m hoch aufgeführten Lehmkern nach außen ins Flußbett ergoß. Dieser Kern, obwohl erst seit zwei Monaten und weniger eingebracht, bewies aber dabei seine außerordentliche Festigkeit, denn er blieb mit senkrechter Wand und in der Krone fast ganz unberührt „wie ein Fels" stehen[1]).

Ein ähnlicher Unfall, aber in viel größerem Umfang hat sich im Jahre 1909 am Necaxadamm bei Mexiko ereignet[2]).

Dieser Damm sollte eine Kronenbreite von 16,5 m, eine größte Höhe von 59 m, eine wasserseitige Böschung 1:3 und eine luftseitige 1:2 erhalten. Dabei war ein beiderseits 1:1 geböschter Lehmkern, an der Sohle 112 m breit, vorgesehen, der auf beiden Seiten mit einer Schüttung aus Kalkstein, zum Teil mit Sand vermischt, beschwert werden sollte. Die Fußbreite der oberen Vorlage sollte 107 m, die der untern 76 m betragen. Der Lehm hatte ein Einheitsgewicht von 1,7, der sehr dichte Kalkstein ein solches von 3 bis 3,4, und man erwartete, daß die schwere Steinschicht den verhältnismäßig flach angelegten Kern zusammendrücken und die Austrocknung beschleunigen würde (die große Kernstärke war entsprechend dem Vorkommen der beiden Materialien in der Entnahmestelle gewählt).

In der Ausführung, die sich wegen der langen Seitengerinne für diesen breiten Kern etwas schwierig gestaltete, fiel aber die Kernböschung stellenweise noch flacher und die Steinschüttung dünner aus als beabsichtigt war, und an einer solchen Stelle drückte im März 1908 der aufgestaute Schwemmteich durch und schob etwa 7600 cbm Material in das Becken.

Es sollte aber noch schlimmer kommen: Man hatte bald bemerkt, daß der verfügbare Lehm das Wasser sehr langsam abgab, und viel zu langsam die richtige Festigkeit annehmen wollte. Man glaubte aber annehmen zu dürfen, daß dies nur für das Herz des Kernes zutraf, wo man durch 15 m tief gehende Sondierungen tatsächlich große Weichheit festgestellt hatte, und daß die breiten von Steinen bedeckten Böschungen schon besser ausgereift wären. Das war aber, wie sich bald zeigte, nicht der Fall.

Zur Beschleunigung des Unfalls trug er nun bei, daß man in der Decke der wasserseitigen Böschungsfüße, entgegen dem ursprünglichen Plan, den Kalkstein durch ein anderes, beinahe nur halb so schweres Gestein ersetzt hatte, um den Arbeitsfortschritt zu beschleunigen. An einer Stelle, wo dieses Ersatzmaterial verwendet worden war, trat ganz ohne Vorzeichen am 20. Mai 1909 eine große Rutschung ein. Etwa 380000 cbm Schüttmasse glitten auf der durchweichten Lehmböschung in das Becken zurück, auf eine Entfernung bis zu 185 m vom Dammfuß weg. Der größte Teil des Dammkörpers, etwa 15 m hoch, blieb unversehrt stehen, die Unterwasserseite, wo nur Kalkstein verwendet worden und der Lehmkern steiler gehalten war, blieb auch nachher ganz unberührt.

Der Unfall war allem Anschein nach noch dadurch begünstigt, daß das Becken infolge anhaltender Trockenheit ganz leer war; so fand das im Schütteich angesammelte Wasser keinen genügenden Gegendruck.

Nach dem Urteil sachverständiger Augenzeugen hatten verschiedene ungünstige Umstände hier zusammengewirkt, die sich bei der alsbald begonnenen Wiederherstellung des Dammes dann vermeiden oder doch wirksamer bekämpfen ließen: die erwähnte ungünstige Beschaffenheit des Lehms, die zu flach angelegte Neigung der Lehmböschungen, die eine Rutschfläche für die Steindecke bilden mußte, der teilweise Ersatz des schweren Kalkes durch ein leichteres Material, die zu dünne Anschüttung an der Zehe und vor allem auch der für die Natur des Materials zu sehr beschleunigte Arbeitsfortschritt, der dem Kern nicht genügend Zeit zur Erhärtung ließ. (Eingehende Beschreibung der nachfolgenden weiteren Bauausführung siehe in Schweiz. Wasserwirtsch. 1912 Nr. 19 ff.)

[1]) Eng. Rec. 4. VII. 1908.
[2]) Eng. Rec. 3. VII. 1909.

Digitized by Google

D. Kurzer Vergleich der verschiedenen Bauweisen von Talsperren.

Auf Grund der vorausgeschickten Erfahrungstatsachen und Beispiele muß man etwa zu folgenden Schlußsätzen gelangen — immer: soweit Verallgemeinerung in Anbetracht örtlicher Verschiedenheiten zulässig ist:

Gewichtsstützmauersperren sind in bedeutenden Höhen schon jahrzehnte- und jahrhundertelang vielfältig erprobt; sie geben, Vorhandensein guten Bausteins und festen Untergrundes vorausgesetzt, große Sicherheit inbezug auf Standfestigkeit und, bei Anwendung der neueren Dichtungs- und Entwässerungsmethoden, gute Wasserdichtigkeit. Ihr Entwurf kann auf Grund ziemlich einfacher und der Wirklichkeit einigermaßen nahekommender Rechnungsverfahren verhältnismäßig wirtschaftlich ausgestaltet werden. Gegen unerwartete Überflutung ihrer Krone sind sie bei gutem Felsboden lange nicht so empfindlich wie Erddämme.

Dieses günstige Urteil muß aber sogleich etwas eingeschränkt werden: Die Grundlagen der Standfestigkeitsberechnung (Stärke der Auftriebwirkung) sind nur bei Anwendung ausgedehnter und ziemlich kostspieliger Dichtungs- und Entwässerungsmittel einigermaßen sicherzustellen; die hier verbleibende Unsicherheit führt unter Umständen zu übertriebenen Ansprüchen in bezug auf den Mauerwerksaufwand (Marklissa, französische Ministerialverordnung). Ganz allgemein darf aber auch der Zuverlässigkeit der Berechnungsweise (Kernregel) kein so unbegrenztes Zutrauen geschenkt werden, daß man von einer unerreichbaren Überlegenheit gegenüber den anderen Bauweisen sprechen dürfte. Vor allem aber ist ein grundsätzlicher Mangel der Stützmauersperren die notwendig schlechte Ausnutzung des zum großen Teil nur durch sein Gewicht wirkenden Mauerwerks und der große Zeitbedarf für die Ausführung. Auf losem oder schlecht tragfähigem Baugrund würde die Baustoffverschwendung noch gesteigert werden (wenn man überhaupt im einzelnen Fall dazu gelangt, die Ausführung für zulässig zu erklären — Drac bei Avignonnet).

Für sehr hohe Mauern kommt als erschwerender Gesichtspunkt noch hinzu, daß die Ausnutzungsfähigkeit des Baustoffs durch die dabei auftretenden großen Schubbeanspruchungen bzw. die Scherfestigkeit des Mörtels begrenzt wird, welch letztere nur $^1/_4$ der Druckfestigkeit beträgt, während die größte auftretende Schubspannung zur größten Druckspannung sich wie 1:2 verhält. Es sind also vorwiegend wirtschaftliche Gründe, die stark gegen die Ausführung massiver Sperren sprechen, diese Gründe sind aber für Wasserkraftbetriebe sehr bedeutungsvoll (geringe Rentabilität der Sperren im Ruhrgebiet, der Urftsperre usw.!). Dies gilt namentlich für die Länder, wo, wie in Deutschland die Kosten des Grunderwerbs (Möhnetalsperre 7 Mill. — ebensoviel wie Mauerbau) allein schon ein Unternehmen genügend belasten können.

Die Verbesserung der Arbeitsweise im Sinne der Verwendung amerikanischer Baueinrichtungen für die immer größer werdenden Bauten wird, so sehr sie an sich erwünscht ist, da nicht sehr viel helfen können, da der Einheitspreis des reinen Bruchsteinmauerwerks mit 18 bis 19 M/cbm, wie er bei neueren großen Bauten bezahlt wurde, schon recht nieder ist, wenn ein vorzügliches Mauerwerk verlangt wird.

Zu letzterem Punkt wäre freilich zu bemerken, daß eine Herabsetzung der Ansprüche inbezug auf Dichtigkeit sowie Zug- und Schubfestigkeit des Mauerwerks, namentlich für Mauern mäßiger Höhe sehr wohl zulässig wäre, wenn für besonders gute Abdichtung der Wasserseite gesorgt würde (Chironicosperre): dabei wären dann größere Ersparnisse zu erzielen.

Die aufgelöste Bauweise gibt ein Mittel an die Hand, die wichtigsten Nachteile, soweit sie technisch-konstruktiver Natur sind, zu vermeiden: Wärmedehnung wird leichter ausgeglichen, Rißbildung bemerkt, Druckwasserbildung, selbst in Pfeilern, ausgeschlossen, weil allseitig freier Austritt möglich. Die Baustoffausnutzung ist erheblich günstiger, wenigstens wenn die zweckmäßigste: die Dachform, angewendet wird.

Indes werden unmittelbare Ersparnisse bei Ausführung in Beton oder Mauerwerk selten nachzuweisen sein, weil die schwierige Ausführung und Vergrößerung der Sichtflächen den Einheitspreis erheblich steigern und weil die Frostgefahr der Verminderung

Digitized by Google

der Mauerstärken ein Ziel setzt. Bessere Aussichten bieten sich bei Zulassung von Eisenverstärkung und am günstigsten steht zweifellos die ausgesprochene Eisenbetonbauweise vom Ambursentyp, besser noch in der vollendeten Ausbildung des von Considére entworfenen Thauriondammes da. Sie verheißt bei nicht zu ungünstigen Arbeitsverhältnissen und Eisenpreisen, namentlich auch in Ansehung der großen Gewinne an Bauzeit, wirtschaftliche Vorteile. Daß diese Eisenbetondämme, mit biegungsfester Grundplatte ausgestattet, auch auf losem Baugrund mit Sicherheit verwendet werden können, ist ihr eigenster wertvoller Vorzug.

Geschüttete Erd- oder Steindämme sind in Ausführungen von 30 bis 35 m jetzt bereits seit Jahrzehnten vielfach bewährt gefunden. Ihre Bauformen sind so vielfältig entwickelt, daß man nicht mehr an das Vorhandensein ganz bestimmter Dammerden gebunden ist. Ebenso sind sie auf jedem nicht gar zu durchlässigen oder unsicheren Untergrund ausführbar (S. 1013 ff.).

Wo fester Fels vorhanden ist, scheinen sie nach neueren, allerdings noch nicht genügend lang erprobten Ausführungen zu urteilen, zu noch viel größeren Höhen mit Sicherheit ausführbar zu sein (bis zu 61 m ausgeführt, Kleines Bärental, Terracedamm, S. 1029, 1037).

Inbezug auf Undurchlässigkeit sind sie den gemauerten Sperren leicht mindestens gleichwertig zu machen. Dabei sind sie in der Ausführung fast immer erheblich billiger als diese und meist in kürzerer Zeit herzustellen. Gegen Wärmeeinflüsse verlangen sie gar keine besonderen Vorkehrungen, und in Gegenden, die mit Erdbeben zu rechnen haben (Kalifornien, auch Bergbaugebiete!), kann man es ihnen noch als Vorzug anrechnen, daß sie gegen geringe Verlagerungen und Erschütterungen des Untergrundes nicht zu sehr empfindlich sind.

Ein Nachteil der geschütteten Dämme, der aber nicht allzu hoch angeschlagen werden darf, ist der, daß heute noch kein Verfahren bekannt ist, um ihren Querschnitt in bezug auf Standfestigkeit zuverlässig exakt zu berechnen. Die dadurch gebotene Vorsicht führt natürlich zu einer gewissen Verschwendung im Baustoffaufwand; dies ist aber ziemlich belanglos im Hinblick auf die meistens große Wohlfeilheit der Ausführung gegenüber starren Dämmen jeder Art.

Ein wichtiger Nachteil ist die Empfindlichkeit gegen Kronenübersturz, der unter allen Umständen vermieden werden muß — aber auch, bei der nötigen Vorsicht, vermieden werden kann: Diese Rücksicht führt notwendig zu etwas reichlicherer Bemessung der Auslaßanlagen, auch zu größerem Abstand zwischen Dammkrone und Stauziel, beides die Wirtschaftlichkeit etwas, aber nicht entscheidend, beeinträchtigende Maßnahmen.

Alles in allem muß man wohl zugestehen, daß an manchen Stellen, wo heute in Europa teuere gemauerte Sperren stehen, ebenso gut und mit größerem wirtschaftlichem Vorteil Dämme hätten angelegt werden können. Dies unbeschadet des Zugeständnisses, daß in den meisten europäischen Tälern die dichte Besiedelung viel stärker zur Vorsicht mahnt, als in Indien, Amerika usw., wo man den großen in dieser Beziehung gewonnenen Vorsprung ja mit manchem Unfall erkaufen mußte — und wegen der eigenartigen örtlichen und wirtschaftlichen Verhältnisse auch eher erkaufen konnte.

E. Die Betriebseinrichtungen von Talsperren.

Der Betrieb einer Sperranlage für Wasserkraftnutzung verlangt neben den der Wasserfassung bei niedrigen Wehren entsprechenden Einrichtungen zur Wasserentnahme noch besondere Anordnungen für Abführung der überschüssigen Hochwassermengen, außerdem vielleicht noch Fischtreppen, Floßrinnen, etwa selbst Schiffschleusen und in stark geschiebeführenden Flüssen wohl noch Vorkehrungen gegen die fortschreitende Verkiesung des Speicherbeckens.

Für die wichtigsten dieser Einrichtungen, die der Kraftwasserabgabe und Hochwasserentlastung dienenden, haben die vorausgeschickten Beschreibungen bereits zahlreiche Anschauungsbeispiele geliefert, weitere, zugleich für die oben angegebenen Nebenzwecke der Fischerei, der Schiff- und Floßfahrt und des Kiesschutzes sollen in diesem Abschnitt im Zusammenhang mit einer kurzen Aufstellung der wichtigsten allgemeinen Leitsätze mit-

Digitized by Google

geteilt werden. Angesichts der aufgeführten, schon genügend mannigfaltigen Beispiele bedarf es nur des Hinweises auf den großen Einfluß der örtlichen Verhältnisse und der verschiedenartigen Betriebsanforderungen für die Ausbildung all dieser Nebenanlagen, um vor einer Überschätzung des Gültigkeitsbereichs solcher allgemein abgezogenen Leitgedanken aufs nachdrücklichste zu warnen.

Wasserfassungen bei Talsperren.

Ein allgemeiner Unterscheidungsgrund für die Anordnung von Wasserabzapfungen ist es, daß man diese Anlagen entweder mit dem Stauwerk selbst in konstruktive Verbindung bringen oder aber sie mehr oder weniger streng von ihm loslösen kann. Diese Frage hat für die später zu besprechenden Hochwasserentlastungen übrigens, wie sich zeigen wird, noch viel größere Bedeutung: hier, bei der Kraftwasserfassung hängt die Entscheidung im allgemeinen in dieser Beziehung lediglich davon ab, ob man mit Druckleitung, also meist auf kürzere Entfernung, vom Speicherbecken zum Krafthaus fährt oder ob ein längerer Druckstollen anzulegen ist; im ersteren Falle ist es meist das Nächstliegende, unmittelbar durch den Staudamm herauszugehen, im zweiten gibt sich die Umfahrung im Berghang von selbst.

Das sind die am häufigsten vorkommenden Fälle, manchmal, nämlich dort, wo die Talsperre weniger als Speicher- denn als Stauwerk ausgenutzt wird, kommen auch offene Einläufe vor (z. B. beim Dracwehr von Avignonnet, Abb. 544, und bei dem Werk am Steyrdurchbruch (Abb. 820), sowie den zahlreichen amerikanischen Dammkraftwerken vom Typ des Taylor-Fallswerkes (Abb. 1023).

Umgekehrt gibt es Talsperren, die lediglich als Speicher, nicht als Mittel der Gefällserhöhung dienen müssen, wo also das Kraftwasser nach Bedarf durch einen regulierbaren Auslaß in beliebiger Tiefe unter dem Spiegel in einen drucklosen Gefällkanal abgelassen wird, wie bei der Talsperre am Kin Lochleven in Schottland (vgl. S. 1123).

Endlich ist als eine ganz außergewöhnliche Anordnung die Anzapfung durch Heber zu erwähnen, wie sie bei den Staumauern des Kubelwerks (Abb. 441/42), auch beim Brusiowerk (Abb. 1055) stattgefunden hat. Der Grund für die Wahl der interessanten Anordnung des Kubelwerkes war der, daß die betreffende, zweite, Druckleitung erst nachträglich und ohne Betriebsstörung eingebaut werden mußte. Unter bestimmten Verhältnissen kann man wohl auch anderwärts einmal von dieser, durchaus bewährten Einrichtung wieder Gebrauch machen, es sei aber in Erinnerung gebracht, daß die Wahl des Hebersystems beim Kubelwerk eine kleine Einschränkung der Ausnutzung des Weihers mit sich gebracht hat (weil Absenkung nur bis zur Grenze der Saughöhe mit beiden Leitungen möglich).

Im folgenden soll hauptsächlich nur auf die häufigste Form der „Dammanzapfung": Druckleitung in beliebiger Höhe die Mauer durchdringend, noch etwas näher eingegangen werden.

Anzapfung des Stauraumes. Zunächst ist es klar, daß durch den Einbau von Röhren, Stollen usw. in einen Mauerkörper dieser geschwächt wird, so daß unter Umständen besondere Verstärkungen nötig werden. Das ist aber im allgemeinen nicht von großer Bedeutung; wichtiger ist schon die Tatsache, daß die Berührungsfugen, beispielsweise zwischen Eisenröhren und Mauerwerk, als Linien kleinsten Widerstandes, immer etwas heikle Punkte sind und besonders sorgfältige Behandlung verlangen. Wie diese Schwierigkeit durch Anordnung sorgfältig gedichtester Betonpfropfen mit größter Sicherheit überwunden werden kann, ist von den deutschen Talsperrenanlagen (Abb. 377, 387, 451, 711/15) her genügend bekannt. Bei Dämmen ist die Gefahr, daß Wasserwege entstehen, noch erheblich größer, hier bilden nach Zahl und Größe reichlich angeordnete Abfangkrausen ein zuverlässiges Hilfsmittel (Straschin-Prangschin, Abb. 787 und andere).[1])

Bei Schüttungsdämmen darf auch nicht ganz übersehen werden, daß eine gewisse Bedenklichkeit darin liegt, daß beim Undichtwerden eines unmittelbar in den Damm, oder auf alle Fälle besser: seinen Untergrund, eingebetteten Rohres bzw. Betonstollens, das austretende Druckwasser den Dammkörper aufweichen kann. Bei guter Überwachung der Aus-

[1]) Führung des Auslaßrohres im gezimmerten Stollen unter dem Damm durch aus besonderen Gründen an dem anfänglich mehrfach gerutschten Marshallseedamm siehe im Eng. Rec. 24. XII. 1910.

Digitized by Google

führung ist indes diese Gefahr, auch bei Eisenbetonrohren, nicht von erheblicher Bedeutung. Größte Sicherheit würde in dieser Richtung nur die Umhüllung des Kraftwasserrohres mit einem drucklosen, dichten Stollen bieten, der alles austretende Schwitzwasser gefahrlos ableitet und jederzeitige Besichtigung und Ausbesserung des Leitungsrohres gestattet. Eine solche Anordnung ist z. B. bei dem Grundablaß von Straschin-Prangschin (Abb. 787) und bei fast allen in Deutschland ausgeführten Mauersperren angewendet, während man in Amerika, auch in Frankreich (Cher, Abb. 362/63) gerne selbst eiserne Rohre dicht einbetoniert.

Die Ausführung eines solchen besonderen Stollens ist eine verhältnismäßig kostspielige Sache, und es ist kein Zweifel, daß man vielfach ganz gut ohne ihn auskommen kann (Straschin-Prangschin Druckrohre, Abb. 786). Bei gemauerten Sperren ist vielfach noch weniger Grund zur Anwendung dieser Rohrstollen — immer nur für Kraftwasserdruckleitungen gesprochen —, die bei den Intzeschen Sperren, allerdings wohl zum Teil unter dem Druck einer beispiellos lebhaften Bautätigkeit, in einer geradezu schematischen Gleichmäßigkeit angewandt sind. Bei der Talsperre von Mauer (Abb. 420) ist man zum erstenmal in Deutschland von dieser Bauweise abgegangen, zweifellos zum Vorteil der Wohlfeilheit und Einfachheit. Andere Beispiele der einfacheren Anordnung sind die Sperren von Queuille (Abb. 354), Rochebut (Abb. 363/66). (Vgl. auch Anhang S. 1355.)

(Man wende nicht ein, daß die Auswechslung der vergänglichen eisernen Rohre durch satte Einbetonierung zu sehr erschwert werde: einmal ist die Lebensdauer einbetonierter Rohre zweifellos, namentlich wenn man den Rostzuschlag etwas reichlich bemessen hat, eine sehr hohe, mindestens zu 40 bis 50 Jahren zu veranschlagende, und dann kann man sich wenigstens fürs erstemal leicht dadurch helfen, daß man ein unbedeutend engeres neues Rohr mit Zementeinspritzung einfach in ein ausgefressenes altes einsetzt.)

Natürlich läßt sich diese Frage nicht ganz ohne Rücksicht auf die Lage des Krafthauses und die Geländegestaltung behandeln, auch eröffnet sich hier die weitere Frage nach der zweckmäßigsten Höhenlage der Anzapfung. Man wird nicht ohne Not mit dem Kraftwasserrohr tiefer gehen, als es der Betriebsplan der Talsperre verlangt. Denn die Abschlußschieber und ihre Antriebvorrichtungen fallen um so schwerer aus, verlangen um so mehr Zeit und Kraft zur Betätigung, je tiefer man die Einlaßöffnung unter das Stauziel gelegt hat. Auch die Druckrohre können unter Umständen leichter gehalten werden, wenn man sie, wie bei Rochebut (S. 363) auf eine längere Strecke in halber Höhe am Talhang hin führen kann, statt daß man sie, wie bei der Ennepesperre, gleich unten am Mauerfuß heraus und stark fallend abwärts führt. Indes zeigt gleich dieses Beispiel der Ennepesperre den bedingenden Einfluß der örtlichen Verhältnisse, denn bei ihr bot der weite kiesige Talboden günstige Gelegenheit zu dieser tiefen Rohrverlegung, während Führung am Hang teuerer gekommen wäre. In Rochebut dagegen bot die enge Felsschlucht des stürmischen Hochwasserbringers kaum die Möglichkeit zur Rohrverlegung, so daß der Felseinschnitt am Hang noch die wohlfeilere, jedenfalls sicherere, Lösung blieb. Umgekehrt aber wäre es in Marklissa (S. 630 und Abb. 410/12) wohl möglich und nützlich gewesen, die Rohre hochzuführen, und zweifellos vorteilhaft war das (weil das Krafthaus dicht an der Mauer liegt) an der Sioule (Abb. 354) und in Mauer (Abb. 420), wo man damit noch der Notwendigkeit entging, die Anschüttung im Oberwasser mit einem kostspieligen Einlaufstollen (vgl. Möhne, Abb. 387 u. a.) zu durchfahren und den Rechen weitab von der Mauer anzulegen.

Bei aufgelösten Staumauern gestaltet sich die Anordnung der Auslässe besonders einfach, vgl. Abb. 803, 760/62, 805, 1063/64.

Anordnung des Rechens. Soweit es sich um Druckleitungsabgänge handelt, sind die, gegen versoffenes Holz usw. ohnedies notwendigen, Rechen am besten gleich als Feinrechen auszuführen. Da diese Rechen je nach Umständen oft sehr tief unter Stauziel zu liegen kommen, müssen sie entsprechend stark ausgebildet werden, um auch noch im Fall stärkerer (nicht: gänzlicher) Verlegung vor dem Eingedrücktwerden geschützt zu sein. Bezüglich der Größe, bzw. der Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers ist es wesentlich zu wissen, ob der Rechen seiner Lage nach bestimmt ist, dauernd ohne Wartung zu stehen oder ob er zeitweilig hoch gezogen werden kann. Wenn es bei dem ständig bedienten offenen Rechen von Niederdruckanlagen (vgl. später S. 1290ff.) unter Umständen ge-

Digitized by Google

nügt, die Rechenfläche so groß zu machen, daß in erster Linie keine unwirtschaftlichen Gefällsverluste auftreten, ist hier die Rücksicht auf Leistungsfähigkeit bei langdauerndem Fernbleiben der Reinigung maßgebend. Ein zu klein bemessener Rechen ist doppelt schädlich, weil er die schwebenden Fremdkörper viel stärker anzieht als ein reichlich bemessener und sich daher verhältnismäßig viel rascher zulegt als ein solcher. Daß die Beschaffenheit des Betriebswassers bei der Beurteilung der wünschenswerten Rechengröße ein gewichtiges Wort mitspricht, ist klar.

Wo es ohne allzu große Kosten möglich ist, sollte man immer darauf halten den Rechen zum Hochziehen einzurichten, so daß der zumeist doch nicht zu entbehrende Sperrenwärter nach Bedarf ein oder mehrmals die Woche, oder den Tag, die Rechen der Reihe nach reinigen kann: auf diese Art gewinnt man den Vorteil, die Rechenfläche und die Größe des Einlaufmundes entsprechend sparsamer bemessen zu können, was bei größeren Wassermengen leicht eine Notwendigkeit werden kann.

Für eine derartige Anordnung kann die an den Sperren von Queuille und Teillet-Argenty ausgeführte vorbildlich sein. Hier sind die Rechen doppelt voreinander gelagert, so daß immer einer dauernd die Öffnung schützt, während der andere von einem leichten Laufsteg (Abb. 357) aus gereinigt wird. Zum Aufziehen dienen einfache Kragträger und ein Windenwagen (Abb. 356). Die Rechentafeln laufen in einer einfachen Führung (Abb. 358) und es ist ein kleiner Vorbau geschaffen, der senkrechte Hebung und Zugänglichkeit hinter der Einlaufmuffe ermöglicht (Abb. 354). (Dieser Vorbau wäre leicht zu entbehren und noch eine anschnliche Ersparnis zu erzielen, wenn man nur noch die obere Mauerfläche, wie es bei den neueren deutschen Sperren der Fall ist, steiler aufrichten wollte. Sonst aber verdient diese Anordnung größte Beachtung.) Man bemerke noch, wie stark bei Argenty der Einlauftrichter entwickelt ist, um geringen Eintrittsverlust und zugleich große Rechenfläche zu erhalten. Bei einem Rohrdurchmesser von 1,6 m und einer Höchstwassermenge von 4,5 cbm/sek ist mit Berücksichtigung der Stabweite und -Stärke eine Rechenfläche von etwa $3{,}5^2 \cdot \frac{25+6}{25} = 10$ qm (= der fünffachen Rohrlichtfläche) vorhanden, so daß mit einem Wirkungsgrad $\mu = 0{,}8$ nur eine Einströmungsgeschwindigkeit von rd. 0,55 m/sek auftreten kann. Da die Talsperrenanzapfungen ohnedies in günstigen Wasserschichten entnehmen, schützt das für einen aufziehbaren Rechen schon sehr gut gegen zu rasche Verlegung.

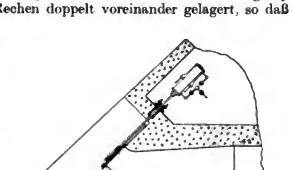


Abb. 803. Grundablaß nach Ambursen mit Wasserdruckbetrieb.

Diese Möglichkeit, die Rechen mit Leichtigkeit zugänglich zu machen, muß als ein besonderer Vorzug gegenüber den schon oben ungünstig beurteilten Rohrstollen der älteren deutschen Sperren bezeichnet werden. Merkwürdigerweise hat man sich diese Möglichkeit bei der Talsperre von Mauer (Abb. 420) nicht zunutze gemacht, obwohl der Rechen mit etwa $3{,}8 \cdot \frac{25}{31} = 11{,}6$ qm nur etwa 3,1 mal so viel Lichtfläche bietet, als die Druckrohre von 2,2 m Durchmesser (bei einer Höchstlast von etwa 8,5 cbm/sek). (Änderung s. S. 1356.)

Die Anordnung von Mauer ist auch noch insofern als nicht ganz einwandfrei zu bezeichnen, als hier der Einlaufmund zu hoch, mit dem Niederstspiegel gerade bündig, angelegt wurde; dadurch ist die Gefahr gegeben, daß Luft in die Druckrohre eindringt, was zu gefährlichen Wasserschlägen Anlaß geben würde; schon im Hinblick auf Wellenbildung auf dem offenen Seespiegel sollte man mindestens 1,5 bis 2,0 m unter dem tiefsten Spiegel bleiben.

Man kann nun allerdings unter besonderen Verhältnissen Anlaß haben, auf die Aufziehbarkeit des Rechens zu verzichten, z. B. bei einem reinen Tagesausgleichsbecken, wo der Rechen durch die betriebsmäßig oft wiederholte Spiegelsenkung ohnedies häufig zur

Digitized by Google

Reinigung erreichbar wird. Einen solchen versenkten und nicht aufziehbaren Rechen (allerdings zufällig nicht für Talsperrendurchdringung, sondern für seitlichen Druckstollen) hat beispielsweise die Wasserfassung des Albulawerkes (Abb. 682). Man erinnert sich von S. 909, daß hier für gewöhnlich zwei Einläufe zur Verfügung stehen. Die Höchstwassermenge ist rd. 17 cbm/sek. Jeder der beiden, unter 5 : 1 geneigten Rechen ist 7 m hoch und 7,4 m breit, die Gesamtfläche beträgt also je 52, die nutzbare Lichtfläche etwa 42 qm. Die Eintrittsgeschwindigkeit bei alleinigem Betrieb eines Einlaufs berechnet sich daher auf etwa $\frac{15}{42} = 0{,}35$ m/sek, und wenn man als hinsichtlich der Gefällsverluste noch zulässig eine Eintrittsgeschwindigkeit von 1 m/sek gelten läßt, so findet man, daß annähernd $^2/_3$ der Rechenfläche, bei gleichzeitigem Betrieb beider Einläufe sogar je $^2/_6$ verlegt werden dürften, ehe diese Grenze überschritten wird. Allerdings ist die Stauhöhe bei dieser Talsperre, wie man sich erinnert, nur klein und wie man aus Abb. 683 sieht, ist nach der abendlichen Beckenabsenkung jeweils der Rechensteg zum Reinigen zugänglich. Außerdem kann man hier auch schon dadurch eine gute Spülwirkung erzielen, daß man für kurze Zeit wechselweise die Einlaufschütze des einen Stollens schließt und gleichzeitig den Grundablaß schlimmstenfalls noch etwas lüftet. Die vorher von dem Aufdruck des einströmenden Wassers an den Rechen gepreßten Schwimmkörper kommen dann leicht von selbst los und werden abgespült (Betriebsbeobachtung, laut Mitteilung der Direktion des Wasserwerks der Stadt Zürich). Man sieht aber doch aus der Schilderung der in vielem eigenartigen Verhältnisse dieser Stauanlage, daß es in der Regel bei *größeren* Stauhöhen das beste und einfachste sein wird, den Rechen *aufziehbar* anzuordnen.

Verschlüsse. Der Talsperrenbetrieb stellt an die Regulier- und Abschlußvorrichtungen der Druckleitungen sehr hohe Anforderungen.

Diese Teile müssen unter meist sehr hohem Wasserdruck arbeiten, zudem müssen sie gewöhnlich sehr große Abmessungen erhalten, beides Umstände, die hohe Pressungen auf den Führungsflächen und große Bewegungswiderstände bedingen. Die beim Öffnen und Schließen entstehenden sehr hohen Geschwindigkeiten bedingen weitere Schwierigkeiten inbezug auf Haltbarkeit der Verschlüsse und Leichtigkeit der Bewegung. Bachmann hat in einer sehr bemerkenswerten Veröffentlichung[1]) darauf hingewiesen, daß es zweckmäßig ist, etwaige wagrechte Querrippen an Hubschützen möglichst dünn auszubilden, bzw. den oberen Schieberrand dem Aufdruck des Wassers zu entziehen, weil dieser Überdruck im Verein mit dem durch Saugwirkung bedingten Unterdruck am untern Schützenrande ungeahnt große Bewegungswiderstände bedingen kann. Dies gilt namentlich auch für die vielfach verwendeten Gehäuseschieber, die ja heutzutage in den größten Abmessungen hergestellt werden.

Bachmanns Urteil gründet sich auf Erfahrungen und eigens angestellte Beobachtungen an den 1000 mm weiten Abschlußschiebern von Marklissa, wo man mit den anfänglich nur den üblichen Wasserleitungsnormalien nachgebildeten Schiebern schlechte Erfahrungen gemacht hat. Die zu niedrig bemessenen Führungslappen dieser Schieber gestatteten starke Schwingungen unter dem Druck des bei halbgeöffnetem Schieber durchströmenden Wassers. Diese Schwingungen verstärkten sich zunehmend, da die überlasteten Bronzedichtungsleisten sich einfraßen, und bei einem Schieber kam es sogar zum Bruch. Außerdem wurde festgestellt, daß durch den Aufdruck auf die breiten Versteifungsflansche der keilförmigen Schieberteller ein zusätzlicher Widerstand von etwa 6000 kg gegeben sein muß, während das Gewicht des Gestänges, vergleichsweise mitgeteilt, nur 1400 kg, der Reibungswiderstand etwa 5000 kg betragen habe. Diesen Erfahrungen hat man in Marklissa durch Einführung eines neuen Schiebermodells Rechnung getragen, das lange Führungslappen und sehr flache Teller mit Verstärkungsrippen an der *Unterwasserseite* hat. Dieses Modell hat sich gut bewährt, und es sind auch die vorher beobachteten großen Unterschiede in den Bewegungswiderständen zwischen Schließen und Öffnen bei ihm nicht in gleichem Maße beobachtet worden.

Im Anschluß an diese Erfahrungen hat Bachmann sodann auch einen ganz neuartigen Rohrschieber nach dem Segmentschütztyp entworfen (Abb. 804), der sehr geringe Bewegungswiderstände erwarten läßt. Die Wasserführung kann in diesem Schieber allerdings

[1]) C. d. Bv. 25. XII. 1909.

Digitized by Google

nicht so gut sein und es werden sich vielleicht da in der Anwendung gewisse Schwierigkeiten, Sand- und Schlammablagerung an einzelnen Stellen und erhöhte Abnutzung, ergeben; doch ließe sich dem wohl wieder durch reichlichere Bemessung der Durchflußweite, die hier weniger beschränkt ist, begegnen. Auf jeden Fall wäre es lebhaft zu begrüßen, wenn sich Gelegenheit böte, diesen sehr beachtenswerten Vorschlag praktisch zu erproben.

Auch anderwärts hat man schon versucht die bekannten Formen entlasteter Schützen auf das Gebiet der Druckleitungen zu übertragen, vgl. die am Crotonbecken verwendeten entlasteten Zylinderschieber (Eng. News 4. X. 1906 und 17. X. 1907). Eine neue derartige Ausführung zeigt Abb. 805, in Verbindung mit einer Stampfbetonmauer aufgelöster Bauweise. Die Aufgabe war bei dieser Staumauer, am Magallowayfluß in Nordamerika, dadurch erschwert, daß diese Regulierdurchlässe durch einen einzigen Wärter ohne Zuhilfenahme mechanischer Triebkraft rasch bewegbar sein mußten. Zugleich wollte man die Verschlußhöhe möglichst niedrig halten, um einerseits den Beckenraum möglichst auszunutzen und andererseits an Gründungstiefe zu sparen. Der Überdruck beträgt rd. 17 m. Vorläufige Versuche haben einen Durchflußwirkungsgrad von 89 % ergeben. Unter

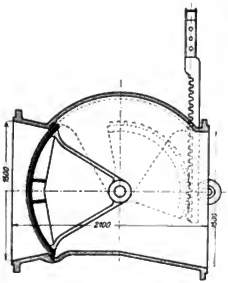


Abb. 804. Segmentschieber für Druckrohre nach Bachmann.
(Centralbl. d. Bv.)

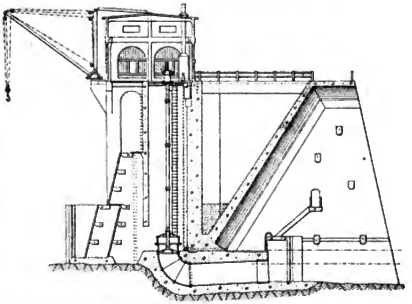


Abb. 805. Aziscohosdamm. Grundablaß mit Ringschieber. Maßstab 1:475.
(Eng. Rec. 1912.)

vollem Druck läßt dieser Zylinderverschluß 57 cbm/sek durch. Er kann dabei mit Leichtigkeit durch einen Mann in etwa 4 Minuten geöffnet oder geschlossen werden (vgl. Abb. 699 und Eng. Rec. 2. III. 1912).

Man kann übrigens schon mit den vervollkommneten neuen Flachschiebern zu recht großen Rohrweiten und Durchlässen gelangen, wenn man sich entschließt, in den Schiebern höhere Geschwindigkeit als bisher, wenigstens außerhalb Amerikas üblich, anzuwenden.

Eine mäßige Verengung wendet man ja vielfach bei Turbinenleitungen und allenthalben schon aus rein wirtschaftlichen Gründen an (vgl. Druckleitung Mauer, Abb. 420). Aber eben deshalb und um in sehr großen Druckleitungen leichtbewegliche und technisch gut ausführbare Schieber zu erhalten, könnte man wohl manchmal noch weiter gehen. Abb. 806 zeigt einen Rohrdurchlaß in einem 27 m hohen Betondamm im Ocmulgeefluß (Georgia)[1]), der diesen Grundsatz in schärfster Entwickelung zeigt. Der Enddurchmesser des Rohres ist 3,0 m, die Schieberweite nur 1,37 m. Da bei einer sanften Überführung der Querschnitte die im Schieber erreichte Geschwindigkeit fast ganz wieder in Druck zurückverwandelt wird, wäre vom Standpunkt der Schonung des Nutzgefälles gegen die Anwendung der Bauart auch für Druckleitungen nichts einzuwenden. Nur würde man viel-

[1]) Eng. Rec. 14. V. 1910.

Digitized by Google

leicht nicht ganz so weit gehen, wie im angezogenen Beispiel, denn es ist in Hinsicht der Lebensdauer des Rohrmaterials etwas anderes, ob man in einem nur zeitweilig zu öffnenden Grundablaß eine Geschwindigkeitssteigerung auf das $\left(\frac{3}{1{,}37}\right)^2 = 4{,}8$fache zuläßt, oder in einer ständig, wenn auch nicht immer voll, im Betrieb stehenden Kraftwasserleitung. Indes wird man bei sorgfältiger Ausbildung der angegriffenen Teile, Wahl vorzüglichen Materials, und, nicht zu vergessen: sandfreiem Wasser ganz gut eine Geschwindigkeit von 6 m/sek im geöffneten Schieber zulassen dürfen, wie sie beispielsweise in den Schiebern vor den Turbinen des Löntsch-

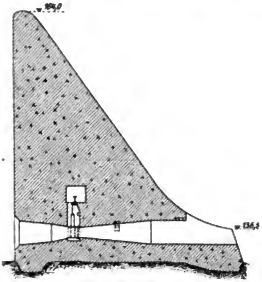


Abb. 806. Talsperre im Ocmulgeefluß bei Atlanta. Maßstab 1:530. (Eng. Rec. 1911.

werks (S. 723) bereits angewandt ist (es sind hier besondere Führungsringe zur Sicherung glatten Wasserdurchgangs angeordnet! Abb. 807).

— Bezüglich der Anordnung der Abschlüsse im Zuge der eine Talsperre durchdringenden Leitung ist es das Natürlichste und für die Bedienung Bequemste, sie auf die Luftseite des Dammes zu verlegen (Mauer, Abb. 420; Standley-Seedamm für Grundablässe, S. 1026). Eine in jeder Beziehung sehr schön durchgebildete Anlage, mit elektrischem Antrieb ausgestattet, ist die in Abb. 366, 367 ausführlich dargestellte von Rochebut. Die Schieber in das Mauerinnere zu verlegen, wie an der Sioulesperre geschehen (Abb. 354), ist eine zwar sparsame aber für den Betrieb unbequeme Lösung, da der Platz sehr beengt bleiben und künstliches Licht zu Hilfe genommen werden muß. Dieses kann dabei als elektrisches

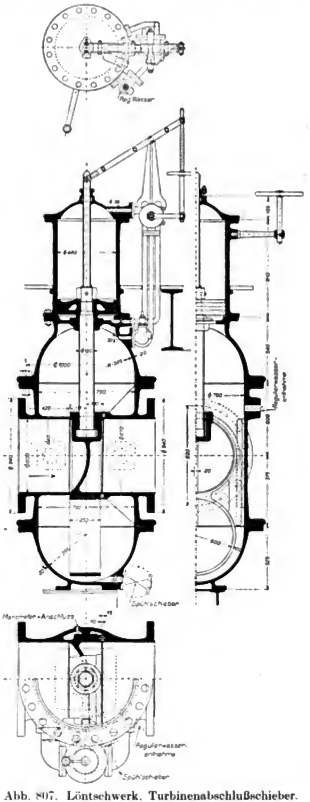


Abb. 807. Löntschwerk. Turbinenabschlußschieber. (Abb. 807/08 aus Schweiz. Bauztg.)

Digitized by Google

nicht gut fest eingebaut werden, weil die Leitungen in den immer sehr feuchten Räumen leiden. (Übrigens war an der Sioule die Nähe des Krafthauses bestimmend für die Anordnung.)

Vielfach ordnet man außer dem unterwasserseitigen Betriebsschieber noch einen Notverschluß am Einlauf an (Mauer, Abb. 420; Ennepe, Abb. 376/77), der bei Versagen des ersten im Bedarfsfall einen Abschluß gestatten soll, das ist für die Sicherheit des Betriebes so wertvoll, daß man die Mehrausgabe nicht scheuen sollte. Bei sehr hohen Mauern kann man freilich aus naheliegenden Gründen dazu kommen, auch noch den Notschieber an die Luftseite der Mauer zu legen, und sich an der Oberwasserseite mit Dammbalkenfalzen zu begnügen, wie es an der Shoshonesperre (Abb. 730/36) geschehen ist. An der Sioule- und Chersperre hat man geglaubt, sich diese Sicherheitsanordnung sparen zu dürfen, es ist aber bemerkenswert, daß man gerade am Cher einmal durch den Mangel eines Notschiebers, allerdings zufällig nicht an der Kraftleitung, sondern am Grundablaß, in die Verlegenheit gekommen ist, das ganze Becken ablassen zu müssen, um den ungangbaren Hauptschieber auswechseln zu können.

Hang-Anzapfungen. Wo Druckstollen das Aufschlagwasser vor die Turbinen leiten müssen, gibt sich die Trennung der Wasserfassung von dem Staudamm von selbst: die Anzapfung wird in den Berghang verlegt. Auch hier sind wieder Rechen, meist gleich: Feinrechen, und Abschlußschützen, zur Sicherheit am besten mindestens zwei, nötig.

Inbezug auf die bauliche Anordnung stimmen die bisher hier angetroffenen Beispiele, die Urfttalsperre (Abb. 457) und das Löntschwerk (Abb. 484) darin überein, daß sie den Stollen geradewegs aus dem Hang heraustreten lassen, und Rechen und Abschlüsse in hochwasserfrei einsteigbaren Schächten untergebracht haben.

Während bei der Urfttalsperre die ganze Anordnung auf das unvermeidlich Notwendige beschränkt ist, also nur eine Abschlußschütze und nur ein senkrechter Feinrechen angebracht ist, zeigt der Einlaß des Löntschwerkes eine sehr vollkommene Durchbildung und eine Ausstattung, die den hochgespannten Anforderungen an Betriebssicherheit, wie sie ein Kraftübertragungsnetz von der Größe des Beznau-Löntschnetzes eben stellen muß, mehr als Genüge leistet.

Zuvorderst am See liegt ein Grobrechen mit etwa 50 cm Stabentfernung, der nur die allergrößten Hölzer usw. zurückzuhalten hat. Dann folgt ein aufziehbarer Feinrechen, der Sackform erhalten hat, so daß er alle einmal auf ihn geschwemmten Körper mit Sicherheit beim Hochgehen mitnimmt. Noch vor ihm ist eine Rollschütze angeordnet, die ganz über Wasser gezogen werden kann. Sodann folgt, noch vom selben hälftig eingesprengten und hälftig vorgemauerten Schacht aus bedienbar, eine einfache Klappe, die durch Flaschenzug gehoben wird. — Es folgt dann nach einem kurzen Stollenstück ein dritter Verschluß, eine Segmentschütze.

Über die Grundsätze, nach denen diese Anordnung getroffen wurde, spricht sich die von Ing. Ehrensperger verfaßte Mitteilung in der Schweizer Bauzeitung[1]) etwa wie folgt aus: Zunächst gegen den See sollte ein möglichst einfaches großes Abschlußmittel eingebaut werden, unter dessen Schutz der darauf folgende feinere, vollkommen dicht schließende Verschluß nachgesehen werden könnte. Die Rollschütze bot sich für den ersten Zweck, weil sie ganz über Wasser gehoben werden kann, so daß nur ein fester Rahmen im Wasser verbleibt. Die Klappe versprach an der zweiten Stelle größte Dichtigkeit, weil sie durch den Wasserdruck auf ihren Sitz gepreßt wird. Endlich empfahl sich das Segmentschütz wegen seiner geringen Bewegungswiderstände und der Möglichkeit mit ihm den Wasserzufluß im Bedarfsfall sehr zuverlässig zu regulieren. Außerdem war es nur bei Verwendung dieser Schützform möglich, den zweiten Schacht zugleich als Einsteigschacht für den Stollen zu verwenden.

Die konstruktive Durchbildung der ganzen Anlage ist von großem Interesse, denn die Schwierigkeiten waren, bei rd. 27 m größtem Wasserdruck und einem lichten Stollenquerschnitt von 5 qm, nicht gering.

Das Rollschütz ist 3,15 m breit und 2,4 m hoch, es besitzt einen Füllschieber, der die Entlastung bewirkt: ohne diese wäre das Schütz bei den gewählten Aufzugsanordnungen (Handwinde mit galvanisiertem Seil) nicht zu ziehen. Ein an der Unterkante befestigter

[1]) Schw. Bzt. Bd. 55, Nr. 19.

Digitized by Google

Balken aus Eichenholz und seitliche Rundstäbe geben die Abdichtung. An der oberen Kante ist dafür ein federndes Nickelblech angebracht, das vom Wasserdruck auf ein Winkeleisen des festen Rahmens gepreßt wird. Der Sackrechen besteht aus Flacheisenstäben 7/70 mm mit einem lichten Abstand von 20 mm. Der Rechenrahmen läuft auf Rollen und kann so leicht bis über den höchsten Seespiegel gezogen werden.

Die Drehklappe kann unter vollem Wasserdruck, ohne Entlastung, bewegt werden, ist aber zur Verminderung der Aufzugkräfte in zwei nebeneinander liegende Hälften von je 1,2 m Breite und 2,5 m Höhe geteilt. Der für beide Teile gemeinsame Rahmen ist im Mauerwerk fest verankert; die als mittlerer Anschlag dienende Zwischenrippe ist möglichst schlank gehalten, um den Wassereintritt nicht so sehr zu behindern. Sowohl auf diesem Rahmen wie auf den Klappen sind Dichtungsleisten aus Bronce auswechselbar aufgeschraubt. Jede Klappe hat eine unabhängige Aufzugsvorrichtung, die von Hand oder durch Elektromotor angetrieben werden kann. Der größte Seilzug in dem vorgelegten Flaschenzug beträgt rd. 23 t, die in der Zugstange (Doppel-T-Eisen) wirksame Zugkraft also 46 t; die Flaschenzugrolle ist über eine den Bewegungsverhältnissen entsprechend gekrümmte Laufschiene geführt. Durch eine starke Pufferfeder wird dem Auftreten von Schwingungen bei geöffneter Klappe vorgebeugt.

Die Segmentschütze hat 4 m Armlänge, 2,3 m Abschlußhöhe und 2,6 m Breite; sie ist mit zwei kräftigen V-Streben auf sehr sorgfältig ausgebildete und verankerte Lager abgestützt. Die Lagerzapfen können durch eine Schmierleitung und oben angeordnete Fettpresse in vollem Betrieb nachgeschmiert werden. Der Dichtung an der Sohle dient ein Eichenholzbalken, die obere Dichtung wird durch ein wellenförmig gebogenes Nickelinblech gebildet, das durch den Wasserdruck an ein Winkeleisen des festen Rahmens angepreßt wird. Seitlich sind Bronzeschleifleisten angeordnet. Die Verstellung der Schütze geschieht durch ein Hanfseil, das über zwei am obern Schützrahmen befestigte Rollen, zur Sicherung gleichmäßigen Zuges, geführt und mit beiden Enden über die Trommeln einer für Hand- und Kraftbetrieb eingerichteten Winde geführt wird.

Sämtliche Schützrahmen sind aus Eisenblech so ausgebildet, daß sie einen stetigen Übergang aus dem rundlichen Stollenquerschnitt in die rechteckigen Schützöffnungen herstellen. Der Rahmen der Regulier-Segmentschütze ist noch besonders lang gemacht und durch Eichenholzverschlag um weitere 7 m verlängert, um die Mauerung gegen die Angriffe des zeitweilig stark gedrosselten Wassers zu schützen.

Die Aufzugwinden sind für beide Schächte gemeinschaftlich in einem halb unter die nebenan laufende Landstraße versenkten Haus untergebracht. Der Antrieb erfolgt von einer gemeinschaftlichen Vorlegewelle aus, die durch einen im Obergeschoß aufgestellten 7 PS-Drehstrommotor angetrieben wird.

Entsprechend den großen Abmessungen und Kräftewirkungen sind die einzelnen Teile der Anlage sehr schwer ausgefallen: der Rechen beispielsweise wiegt 4500 kg, das Rollschütz etwa 4000 kg, alles ohne Rahmen und Gestänge.

Wie man sieht, ist die Anlage in allen Teilen sehr sorgfältig durchgebildet und ohne Rücksicht auf Kosten reichlich ausgestattet; das war bei einem Unternehmen wie beim Löntschwerk auch zweifellos am Platz. Denn die Ersparnisse, die durch Weglassen eines Schachtes oder einer Schütze hätten erzielt werden können, wären im Vergleich mit der Gesamtsumme, nur des Stollenbaues, sehr klein gewesen (vgl. S. 729). Es ist klar, daß kleinere Anlagen sich diese Freigebigkeit nicht ohne weiteres zum Muster zu nehmen brauchen. Für solche würden beispielsweise zwei Rollschützen oder ein entlastbares Gleitschütz als Notverschluß und ein Rollschütz als Regulierverschluß bei kleineren Stollenabmessungen genügen. Als Beispiel einer sehr gut durchgebildeten Rollschützanordnung, mit Vorrichtung zur Erhöhung der Dichtigkeit in geschlossenem Zustand, sei die von Escher, Wyß & Cie. für das Adamellowerk entworfene (Abb. 808) angeführt.

Dieses Schütz hat unter einem Höchstüberdruck von 45 m zu arbeiten. Damit dabei die hölzernen Dichtungsleisten nicht beschädigt werden, zugleich zur Beseitigung des bedeutenden Reibungswiderstandes, hat man die am Schütz befestigte Rollbahn in Exzentern gelagert und die Anordnung so getroffen, daß die Exzenterhebel gemeinschaftlich beim Anziehen des Hubseiles selbsttätig mitgenommen werden. Die Hubbewegung wird dabei erst dann (und zwar durch einen oberen Anschlag) auf die Schütze übertragen, wenn bereits durch die Drehung der Exzenterhebel die Rollbahn angepreßt und damit der Dichtungsrand der Schütze von der festen Dichtungsleiste am Stollenrahmen abgehoben ist. Umgekehrt tritt beim Schließen der Schütze nach erreichter Endstellung

Digitized by Google

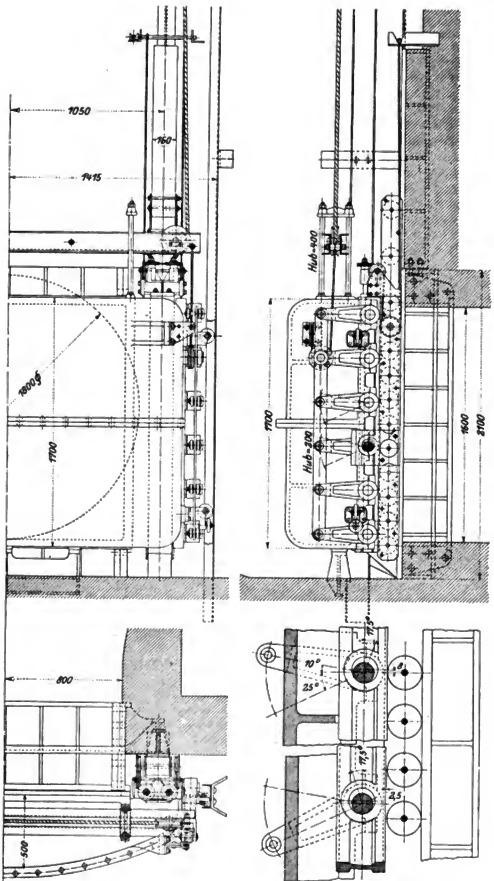


Abb. 808. Rollschütz mit entlastbaren Rollen.
Maßstab 1 : 30 (Schweiz. Bauz.).

Digitized by Google

selbsttätig das Lüften der Rollbahn bzw. der dichte Schluß der beiden Dichtungsleisten ein. Damit die Schütze in dem rd. 31 m hohen Bedienungsschacht ganz hochgezogen werden kann, ist noch die Anordnung getroffen, daß eine an ihrem oberen Rande befestigte Nase die bewegliche Aufhängung des Drahtseiles der Walzenschere mit nach oben nimmt, sobald die Schütze über den oberen Rand der Durchflußöffnung angehoben ist. (Vgl. Schw. Bztg. Bd. 57, Nr. 1 ff.)

Bei größeren Stollenabmessungen wäre im allgemeinen wohl das Segmentschütz wegen seiner leichten Beweglichkeit und der sichern, statisch bestimmten Drucküber-tragung vorzuziehen, namentlich als Regulierverschluß. Bei Anwendung eines Flach-schützes als Notverschluß könnte man auch dann mit einem Hauptschacht auskommen, wenn man das Segmentschütz umwendete, so daß der Wasserdruck die Streben auf Zug beansprucht: man braucht dann nur einen kräftigen Träger für die Lager auf zwei seitlich zurückgelegte Böcke abzustützen, um auch hier wieder Mauerwerk und Felswand rein auf Druck beansprucht zu sehen. Mit dieser Anordnung wäre dann auch die Möglichkeit einer besseren Abdichtung durch Zuhilfenahme des Wasserdrucks auf seitlich über-stehende Schleifbleche gegeben.

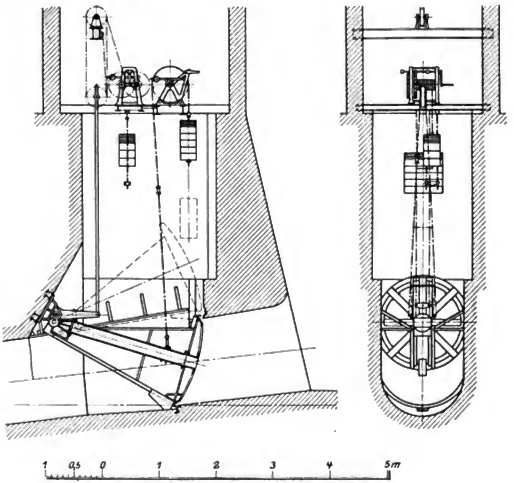


Abb. 809. Segmentschütz mit Hebelanpressung.
(Rüsch u. Gannahl-Dornbirn.)

In diesem Zusammenhang darf noch auf einige für die Brauchbarkeit des Segment-schützes sehr wesentliche Verbesserungen hingewiesen werden, die eine Erhöhung der Dich-tigkeitswirkung abgeben — tatsächlich der einzige wunde Punkt an diesem sonst so vor-züglichen Abschlußmittel. Abb. 809 zeigt eine darauf abzielende, von Rüsch-Gannahl in Dornbirn am Stauweiher im Ebenensand daselbst ausgeführte Anordnung. Hier ist das etwa 1,5/1,7 m messende, übrigens nur unter 6 m Druck stehende, Segmentschütz auf dem kurzen Arm eines Winkelhebels gelagert, so daß durch Flaschenzug und Winde eine kräftige Anpressung nach Ausführung der Schützbewegung erzielt werden kann[1]).

[1]) Vgl. auch das Segmentwehr mit Exzenteranpressung Abb. 615/16.

Digitized by Google

Zur weiteren Abdichtung sind hier allerdings Gummiauflagen vorgesehen, die wegen geringer Haltbarkeit nicht zur Nachahmung zu empfehlen und besser durch sorgfältig gehobelte Bronzeleisten zu ersetzen wären.

Eine nur bedingte, aber für viele Zwecke, namentlich beim Vorhandensein einer kleinen Schachtpumpe vollkommen ausreichende Dichtigkeit dürfte ein von Oberbaurat Engelmann-Wien[1]) für das Niederösterreichische Landeselektrizitätswerk am Grundablaß der Lassingsperre bei Wienerbruck ausgeführtes Segmentschütz ergeben, bei dem die seitlichen Dichtungsschienen nach Art der von Dampfturbinen bekannten Labyrinthdichtungen zahnartig mit Rillen ineinandergreifen. Dadurch wird bekanntlich eine Auflösung des wirksamen Druckgefälles in einzelne hintereinandergeschaltete Stufen bewirkt, was den Flüssigkeitsdurchtritt stark einschränkt, ohne die Beweglichkeit der Teile im geringsten zu beeinträchtigen. Da diese Anordnung auch in bezug auf Dauerhaftigkeit bzw. Abnutzung sehr Gutes verspricht, wird es sich empfehlen, sie bei Gelegenheit wieder anzuwenden (Betriebserfahrungen noch nicht bekannt).

Die Schwierigkeiten in der betriebssicheren und wirtschaftlich erträglichen Ausbildung der Einlaufabschlüsse wachsen mit zunehmender Tiefenlage und Leistungsfähigkeit eines Stollens sehr schnell. Man hat am Beispiel des Löntschwerkes gesehen, zu welch gewaltigen Abmessungen und Kräftewirkungen man schon bei mittleren Verhältnissen kommt, wenn man diese Einläufe vollkommen einheitlich für den vollen Stollenquerschnitt ausbildet. Darum ist es ein sehr gesunder Gedanke, die Verschlüsse für sehr große Wasserdurchlässe durch Anordnung der, von den Intzeschen Sperren her bekannten, Einlaßtürme in eine größere Zahl kleiner Einheiten aufzulösen. Die Eisenkonstruktionen fallen dabei im einzelnen erheblich leichter und daher in geeigneten Fällen wohl auch im ganzen genommen wohlfeiler aus, man kann einfache alterprobte Verschlußkonstruktionen anwenden, kann das Wasser in beliebiger Höhe entnehmen, was bei unreinem Abfluß erwünscht sein kann, man bekommt den Abschluß ganz vorn an die Stollenmündung, was sonst bei flachen Hängen nicht möglich wäre (Urft. Abb. 457). Man spart ferner alle festen Notverschlüsse, weil gleichzeitiges Versagen mehrerer Einzelverschlüsse nicht zu befürchten ist und man im Bedarfsfall die kleinen Öffnungen auch etwa durch einen in nur einem Exemplar bereitgehaltenen frei beweglichen Notdeckel durch Taucher leicht verschließen kann. Solche Einlaßtürme sind in Amerika sehr beliebt, und von dorther sind auch die folgenden beiden Beispiele genommen:

Abb. 810 zeigt den 1907 errichteten Einlaßturm des Big-Bend-Kraftwerks am Feather-Fluß in Kalifornien[2]). Derselbe schließt einen Druckstollen von 20,5 qm Lichtquerschnitt ab und hat bei Vollast 71 cbm/sek durchzulassen. (Das Kraftwerk hat eine Höchstleistung von etwa 105 000 PS und verteilt Strom mit 100 000 Volt über bis zu 280 km: es handelt sich also um ein sehr ausgedehntes Netz, das hohe Ansprüche an Betriebssicherheit macht.)

An Stelle eines vorerst errichteten nur 7,5 m hohen Steinkistenwehres sieht der endgültige Ausbau 180 m unterhalb des Einlasses eine 39 m hohe Betontalsperre vor, die ein Staubecken von 114 000 000 cbm schaffen soll. Dieses soll aber hauptsächlich nur der Tages- und Wochenspeicherung dienen, da für den vollen Jahresausgleich im Oberlauf des Flusses später ein Becken von 1 340 000 000 cbm geschaffen werden soll.

Der Scheitel des 4,9 m hohen Stollens liegt 35,3 m unter Stauziel, 40,3 m unter dem höchsten Hochwasserstand. Der Turm ist in Stampfbeton ausgeführt und enthält, auf vier Ringe gleichmäßig verteilt: 48 Einläufe von je 0,99/1,22 m Lichtfläche. Vier im Fuße des Turmes für den Betrieb mit dem vorläufigen niedrigen Damm angelegte Grundeinläufe von je 1,5/3,74 m Lichtausmaß sollen später dauernd durch Dammbalken verschlossen gehalten werden. Die übrigen Einläufe bieten zusammen eine Nutzfläche von $48 \cdot 1{,}2 = 58$ qm, so daß bei vollem Staubecken und Vollast eine Einströmungsgeschwindigkeit von etwa $\frac{71 : 58}{0{,}8} = 1{,}32$ m/sek entstehen wird. (Das ist etwas hoch, wenn man bedenkt, daß bei teilweise abgesenktem Weiher die beiden oberen Ringe mit der Zeit ausscheiden; doch spricht das nicht gegen die Bauweise als solche, die leicht eine Vergrößerung der Öffnungen oder

[1]) Nach Mitteilung von Herrn Oberbaurat Engelmann-Wien.
[2]) Eng. Rec. 16. VII. 1910.

Digitized by Google

ihrer Zahl gestattet hätte). Die Öffnungen sind durch einfache Schlagklappen geschlossen, die unter 30° zur Senkrechten angeordnet sind. Das gibt einen sehr robusten, dabei dicht schließenden Verschluß und macht, was sehr wertvoll ist, die Schließbewegung ohne mechanische Kraft, durch einfache Ausschaltung einer Halteklinke, am oberen Turmkranz möglich. Dadurch wird, auch im Falle von Kurzschluß in der Zentrale, ein sofortiges Schließen sämtlicher Verschlüsse möglich gemacht und die Anlage einer Benzindynamoanlage am Wehr unnötig.

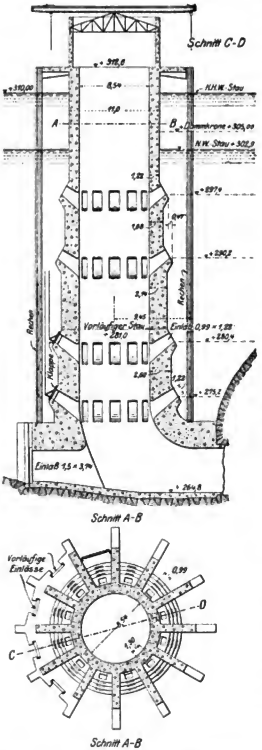


Abb. 810. Einlaßturm des Featherflußwerkes. Maßstab 1:500. (Eng. Rec. 1910.)

Die zum Heben der Klappe erforderliche Kraft wird dadurch vermindert, daß man zum Wiederanfüllen des Stollens erst die Klappen der obersten Reihe bzw. Reihen und die andern erst im halbentlasteten Zustande zieht. Die Aufzugsvorrichtung ist, sehr praktisch und sparsam: ein Drehkran. Sehr vorteilhaft sind die Rechen weggekommen. Sie sind in einzelnen Tafeln von etwa 3,5 m im Quadrat auf Führungsnuten zwischen die vorspringenden Pfeiler des Turmbaues eingelegt und bieten bei randvollem Staubecken insgesamt etwa $\frac{20}{27} \cdot 1480 = 1100$ qm nutzbare Lichtfläche, so daß bei Vollast nur 0,15 m/sek Strömungsgeschwindigkeit entsteht. Die Rechenfelder können einzeln von dem mit Laufkatzen versehenen Drehkran ausgehoben werden, doch rechnet man damit, daß dies für die unteren nur sehr selten nötig werden wird. Zur gewöhnlichen Reinigung während des Betriebs ist ein Schwimmsteg vorgesehen, zu dessen Führung jeweils der dritte Pfeiler um 85 cm verlängert und zu dessen Aufnahme bei ganz abgesenktem Becken auf Höhe 272,0 ein Absatz angelegt ist.

Nicht minder interessante Einzelheiten zeigt der schon früher kurz erwähnte Auslaßturm des Kleinen Bärentalbeckens (S. 1032, Abb. 797), der ganz in Eisenbeton und sehr schlank angelegt ist, bei einer Höhe von etwa 56 m. Die der Höhe nach sechs Meter voneinander entfernten Einlässe sind von dem in Amerika beliebten Knierohrtyp (Abb. 811: Auslaß am Hemetdamm, Riverside-County, Kalifornien[1]). Sie sind hier mit innen angebrachten ausgewichteten Ringschiebern verschlossen, die von der Arbeitsplattform des Turmes aus bedient werden. Die Rechen sitzen außen einzeln auf und können gleichfalls von dem auf der Turmkuppe aufgestellten Drehkran gehoben werden.

Anzapfungen unter Wasser. Schwierige Aufgaben entstehen dort, wo ein natürlicher See nicht nur durch Aufstau, sondern auch durch Absenkung als Wasserspeicher ausgenutzt

[1]) Schuyler, Res. S. 664.

Digitized by Google

werden muß, wie das beispielsweise beim Clöntaler See der Fall war und wie es u. a. im Entwurf des Walchenseewerkes (vgl. Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1101 ff.) vorgesehen ist.

Die einfachste Lösung ist die beim Clöntaler See angewandte: daß man den Ablaßstollen von einem am Ufer abgeteuften Schacht aus vorsichtig gegen den Seegrund zu vortreibt und den letzten Felspfropfen durch einen besonders starken Schuß wegsprengt. Diese Lösung begegnet indes bei nicht ganz dicht gelagertem Felsen sehr großen Schwierigkeiten in dem Wasserzudrang, und die Herstellung eines guten, hinreichend weiten Einlaufmundes kann ohnedies damit nicht zweifelsfrei sichergestellt werden. (Tatsächlich mußte man auch beim Löntschwerk

Abb. 811. Kniealaßrohr mit halb selbsttätigem Füllventil am Hemetdamm (Kalifornien). (Schuyler.)

nachträglich noch bei künstlich abgesenktem Seespiegel Nacharbeiten vornehmen). Gegen den Wasserzudrang muß man sich im Notfall durch Arbeiten unter Druckluft mit Anwendung der Schildbauweise helfen, und die eigentliche Anzapfung, den Durchstoß nach dem Seegrund kann man, wo zeitweilige Absenkung — an sich immer das beste Mittel — nicht zulässig ist, dadurch ermöglichen, daß man einen Auslaßturm, im Luft-

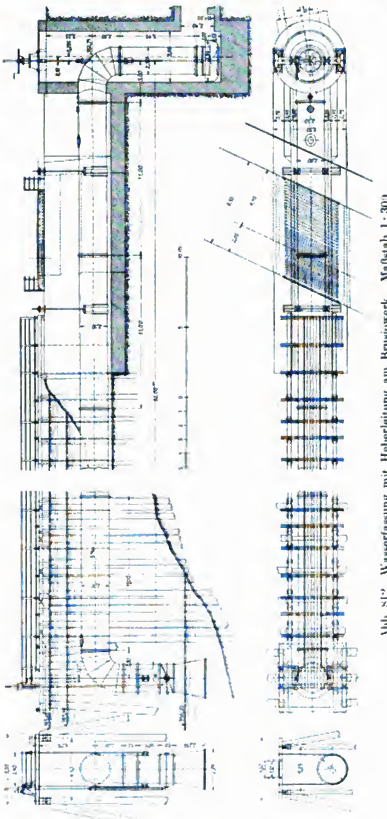


Abb. 812. Wasserfassung mit Heberleitung am Brusiowerk. Maßstab 1:300.

Digitized by Google

druckverfahren gegründet, hochführt und in seinem Schutz dann vollends nach dem Stollen durchbricht. Dieses Verfahren ist trotz seiner Kostspieligkeit nicht unbedingt unwirtschaftlich, weil man durch den Turm unter Umständen einen Schieberschacht spart. Will man den Turm nicht haben, etwa deshalb, weil man mit einem einzigen Schacht am Lande hinsichtlich der Abschlußvorrichtungen auskommen kann, so bietet eine von Ingenieur Kürsteiner (St. Gallen) bei einer schweizerischen Seeregulierung angewendete Konstruktion einen vorteilhaften Ausweg: Es wurde eine große halbkugelförmige Taucherglocke aus Eisenbeton versenkt, am Grunde durch Taucher gut abgedichtet, dann ausgepumpt und in ihrem Schutz der Durchschlag nach dem Stollen vollzogen, worauf schließlich die Schutzkappe wieder weggesprengt wurde.

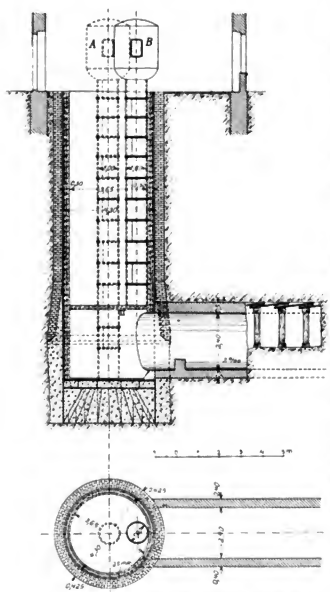


Abb. 813. Bauvorgang bei der Wasserfassung des Brusiowerkes.

Eine eigene Art von Seeanzapfungen ist diejenige durch Heber, wie sie nach dem Vorbild der zweiten Druckleitung des Kubelwerkes von Ingenieur Hilgard-Zürich am Brusiowerk (Graubünden) mit Erfolg angewandt wurde (Abb. 812 und 813).

Der Ausbauplan verlangte hier eine Absenkung des Seespiegels um 7,40 m, und mit Rücksicht auf die Abmessungen des anschließenden Druckstollens eine Verlegung der Stollensohle auf 9,4 m unter den Seespiegel. Das geologische Gutachten, das einen, zwar ziemlich dichtgelagerten, Gerölluntergrund voraussagte, mahnte zur Vorsicht. Zur Sicherheit beschloß man daher, erst am Ufer einen Probeschacht (Abb. 813) abzuteufen, der hernach als Schieberschacht und für den Stollenbau nutzbar gemacht werden konnte.

In den hierbei durchfahrenen Schichten von Geröll und schwachlehmigem Sand wuchs der Wasserzudrang sehr schnell, so daß man bei einer Tiefe von 9 m unter Seespiegel mit dem offenen Schachtvortrieb trotz angestrengtester Wasserhaltung nicht mehr weiter kam. Man ging zur Anwendung von Druckluft über und baute über dem Senkkasten einen zweiten, mit Eisen bewehrten, Schachtring ein, indem man gleichzeitig das äußere alte Mauerwerk vom unteren Rand des Senkkastens aus nach und nach von oben nach unten in Beton fortsetzte. Diese Arbeit ließ sich in dem standfähigen Boden trotz des Wasserzudrangs leidlich gut ausführen. Zum Schluß wurde der Senkkasten ausbetoniert und in den Zwischenraum zwischen den beiden Schachtmänteln Zement eingepreßt.

Sodann wurde eine vorläufige Decke aus Eisenbeton am Grunde des Schachts eingebaut und unter Druckluft der Vortrieb des Stollens nach der Landseite in Angriff genommen, wobei wegen der Unregelmäßigkeit der Schichten der sonst bei derartigen Arbeiten gebräuchliche Schild weggelassen werden mußte.

Über die Art der Verbindung zwischen See und Schacht war bis zuletzt noch keine

Digitized by Google

Bestimmung getroffen und sogar für alle Fälle am Grunde des Schachtes eine, nur vorläufig verschlossene Öffnung zum etwaigen Durchbruch nach dem Seegrund ausgespart worden.

Man entschloß sich aber zuletzt doch für die Ausführung einer Heberzuleitung, die in baulicher Beziehung den Vorzug einfachster Ausführung hatte und mit der die Programmbedingung einer Absenkung von 7,4 m noch zu erfüllen war. Die Bauweise des Hebers, die Art seiner Auflagerung auf einem Holzsteg, die Anordnung des Einlaufrechens, der Klappe und des Fußventils sind aus Abb. 812 ohne weiteres zu entnehmen.

Die Heberanordnung hat unter den gegebenen technischen und natürlichen Vorbedingungen zweifellos große Ersparnisse und eine einfache, vor unliebsamen Zwischenfällen sichere Bauausführung möglich gemacht.

Hochwasserentlastungsanlagen.

Arten. Die Hochwasserentlastungsanlagen sollen denjenigen Teil der zufließenden Wassermenge, der im Becken nicht mehr aufgespeichert werden kann, in möglichst unschädlicher Weise, namentlich ohne Gefährdung des Stauwerkes selbst, ins Unterwasser ableiten. Aus den früheren Beschreibungen ausgeführter Talsperren, erinnert man sich, daß es dazu drei Hauptgruppen von Anordnungen gibt: Überfälle und Grundschleusen, dazu noch die in mittlerer Höhe angelegten Anzapfungen (z. B. die Sicherheitsschleusen der Ennepetalsperre, Abb. 377).

Die Überfälle ihrerseits können wieder in hauptsächlich drei verschiedenen Arten ausgeführt werden: als Hangabstürze (Sioule, Abb. 353/55; Cher, Abb. 362/365a; Urft, Abb. 450/53), als Kronenüberfälle (Ennepe, Abb. 377; Möhne, Abb. 387; Radaune, Abb. 785), und als Überfalltürme mit anschließenden Stollen (Queiss, Abb. 413/15; Löntsch, Abb. 476/79).

Ähnliche Unterscheidungen ergeben sich bei den Grundablässen und Unter-Spiegel-Anzapfungen, die entweder als Stollen oder Druckrohre den Staudamm selbst durchdringen (Ennepe, Abb. 377; Radaune, Abb. 787 und 780/83), oder in einen in der Bergwand verlaufenden Schacht- bzw. Stollenzug ausgießen (Löntsch, Abb. 477/79; Möhne, Abb. 387).

Zusammenfassend kann man als wesentlichen Unterschied den hervorheben, daß die eine Gruppe dieser Anordnungen den Staudamm selbst in Mitleidenschaft zieht (Kronenüberfälle, Grundablaßrohre in der Sperre), die andere Gruppe dagegen die Sperre selbst ganz unberührt läßt. Von vornherein könnte man geneigt sein vom Standpunkt des Anspruches auf Betriebssicherheit aus der letzteren Anordnung grundsätzlich den Vorzug zu geben, denn es liegt im Wesen der Hochwasserentlastung, daß große Kräfte auf verhältnismäßig kleinen Raum zusammengedrängt frei werden. Und der Aufgabe diese Kräfte so zu leiten, daß sie, ohne Schaden am Bauwerk anzurichten, sich austoben, wird man vielfach am leichtesten eben durch völlige Trennung des Hochwasserstroms vom Stauwerk gerecht werden können. Indes bedarf es nur des Hinweises auf die oftmals sehr hohen Kosten der Felssprengungen und Befestigungsarbeiten für Hangüberfälle, die Kostspieligkeit umfangreicher Stollenbauten für Grundablässe, um darzutun, daß auch hier leicht ein sehr dringendes Interesse daran vorliegen kann, eben doch den einfacheren Übersturz über die Mauer, die Durchdringung des Staudammes mit Grundablaßrohren zu wählen.

Glücklicherweise ist denn auch durch vielfache Erfahrung bewiesen, daß die Forderung der Trennung von Stauwerk und Entlastungsanlagen, namentlich Überfällen, keine unbedingte und unumgängliche ist.

Überfälle.

Offene Überfälle. Bei geschütteten Dämmen allerdings wird man, wenn nicht allzu große Schwierigkeiten vorliegen, den Überlauf am liebsten recht weit ab vom Stauwerk selbst anlegen und die abstürzenden Wassermengen nicht zu nahe vom Dammfuß in das Flußbett zurückführen (Belle-Fourche-Damm, Abb. 776/77; Cold Springs Damm, Abb. 789, 789a; Santo Amaro-Damm, S. 1027; Straschin-Prangschin, Abb. 785). Dazu bietet sich ja auch gerade bei weiten, flachen Tälern, wo Schüttdämme vorzugsweise verwendet werden, oft sehr günstige Gelegenheit.

Digitized by Google

Eine bemerkenswerte Lösung dieser Art ist noch in Abb. 814 veranschaulicht (Magicdamm bei Richfield, Eng.Rec. 25. XII. 1909): Hier streckt der im Talweg 39 m hohe Damm einen langen niedrigen Ausläufer über ein flaches Hochgestade hinweg. In dem nur etwa 6 m hohen Flügeldamm ist an einer Stelle, wo der natürliche Felsen auf Überfallhöhe, 3 m unter Dammkrone, liegt, eine 125 m weite Scharte, mit Stützmauern beiderseits eingefaßt, gelassen; es handelt sich also scheinbar um einen Überfall im Damm, nicht außerhalb desselben: aber der landseitige Dammflügel (Schnitt *D—D*) ist absichtlich erheblich schwächer angelegt als der vorhergehende, so daß bei unerwartet großem Hochwasser dieser, noch 480 m lange Damm jedenfalls vor dem Hauptdamm zerstört und so dieser letztere geschont wird. Der Absturz zum Talweg erfolgt hier über ein felsiges Steilufer.

Wo die örtlichen Verhältnisse die Anlage seitlich abgelöster Überfälle nicht gestatten, kann man aber auch bei Dämmen noch ganz wohl am offenen Überfall festhalten. Dieser kann dann über einen festen Einbau geleitet werden, wie in Ruthken (Abb. 783/84). Ein solcher Einbau ist zwar, wie bekannt, wegen der Schwierigkeit der dichten Anschlüsse nicht gerade sehr begehrenswert, aber auch mangels besserer Auskunft nicht unbedingt zu verwerfen. — Bei höheren Dämmen würde mit einer Ausführung wie in Ruthken übrigens nicht mehr viel gespart werden — etwa einem Einfallturm mit Stollen gegenüber.

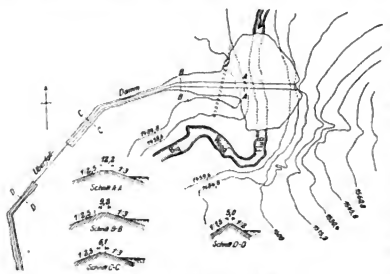


Abb. 814. Magicdamm. Lageplan.
(Eng. Rec. 1909.)

Indes ist auch die Möglichkeit nicht von der Hand zu weisen, den Damm selbst zum Träger einer dichten Eisenbetondecke zu machen, die entsprechend eingesattelt das Überlaufbett bildet und am Dammfuß in ein Stoßbecken aus Beton oder Eisenbeton überzuleiten wäre. Eine solche Anordnung, die natürlich eine gut gewalzte oder geschwemmte, genügend beruhigte Schüttung und reichliche Entwässerung der luftseitigen Dammhälfte voraussetzt, ist tatsächlich in Amerika schon mehrfach ausgeführt beim Lake Frances-Damm (23 m hoch)[1]) und dem in Abb. 815 wiedergegebenen Kanaldamm[2]). Vorsicht in Anlage und Ausführung eines derartigen Kronenüberfalls bei Schüttdämmen ist auf alle Fälle geboten.

Bei gemauerten Sperren fallen diese Schwierigkeiten weg, das Mauerwerk ist an sich sehr widerstandsfähig und erleidet auch nur geringe Angriffe durch die Reibung des überstürzenden Wassers mit seinen etwaigen Schwemmseln. — Dabei ist festzustellen, daß ein heftiger Eisübersturz in größeren Massen nicht überall erwartet zu werden braucht. An der Füelbeckesperre, der ersten von Intze mit Kronenüberfall angelegten, hat man beispielsweise beobachtet[3]), daß die Eisdecke erstens im Winter auch bei strenger Kälte durch den natürlichen Wärmegehalt der Mauermasse, bzw. das von unten aufsteigende erwärmte Wasser stets auf etwa 20 cm von der Mauer weg geschmolzen wird und daß dabei zweitens das Eis dem überfallenden Wasser nicht folgt. Indes, wenn auch bei stürmischen Frühjahrshochwassern einmal ein größerer Eisschub über die Mauer geht, so wird das dem Mauerwerk nicht viel anhaben. Etwas anderes wäre es unter Verhältnissen, wie sie beim Damm des Wisconsinwerkes (Abb. 600/03) zu berücksichtigen waren; hier sind Krone und Pfeiler durch Belag mit Eisenblech und einbetonierten Schienen gegen das oft wochenlang

[1]) Eng. Rec. 22. XII. 1906.
[2]) Transact. Am. S. C. E. Bd. 62.
[3]) Intze, Entwicklung, S. 45.

Digitized by Google

anhaltende Eistreiben geschützt. Solche Verhältnisse kommen aber in den wenigsten deutschen Gegenden, vollends nicht bei höheren Sperren in den Tälern kleiner, rasch fließender Flüsse in Frage.

Heftige Angriffe, Stoßkräfte und Wirbel treten dagegen natürlich am Fuß der Mauer auf, wo das abstürzende Wasser unter verhältnismäßig steilem Winkel auftrifft. Natürlicher Felsboden wird in den wenigsten Fällen diesem Angriff ohne Verkleidung ausgesetzt werden dürfen — obwohl man dies für dichten Granit usw. nicht als unbedingt ausgeschlossen bezeichnen darf. In der Regel wird man also ein gemauertes Sturzbett vorzulegen haben, für dessen Ausgestaltung Abb. 387 (Möhnetalsperre) und 711—715 (Edersperre) gute Vorbilder geben. Vom Standpunkt möglichster Verminderung der Angriffe wäre es freilich besser, den scharfen Knick, mit dem die Mauerfläche hier in den Boden des Sammelkanals übergeht, durch eine Ausrundung zu ersetzen, und auch die untere Begrenzungsmauer rundlich ansteigend und im oberen Teile vielleicht sogar rückwärts überhängend (Eisenbeton) auszubilden, um ein Überschlagen des Wassers, wie es bei der Ennepetalsperre schon beobachtet

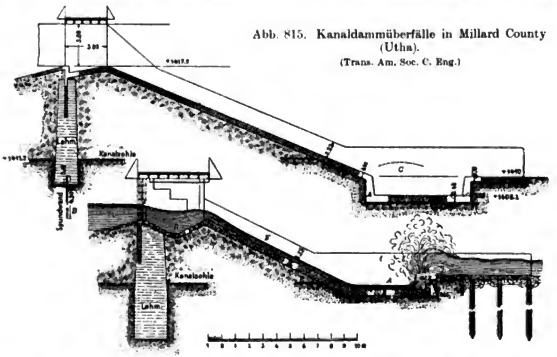


Abb. 815. Kanaldammüberfälle in Millard County (Utha).
(Trans. Am. Soc. C. Eng.)

wurde, mit Sicherheit zu verhindern. Derartige Anordnungen werden sich trotz ihrer etwas höheren Kosten bei sehr stark belasteten Überfällen zweifellos lohnen. Die Entwicklung der vorteilhaftesten Formen wird eine dankbare Aufgabe für die hydraulischen Versuchsanstalten abgeben.

Inbezug auf die Absturzhöhen solcher Kronenüberfälle war man noch bis vor einigen Jahren in Deutschland etwas zu ängstlich[1]). Tatsächlich sind ja die auftretenden Kräftewirkungen sehr groß, dafür kann man sie aber auch meist auf eine hinreichend weite Fläche verteilen. Beispielsweise berechnet sich für das in dem erwähnten Meinungsstreit aufgegriffene Beispiel eines 2 m starken Überfalls über eine 50 m hohe Mauer bei einem Fußwinkel der Mauerfläche von 52° die Druckbeanspruchung des Mauerwerkes wie folgt[2]):

Die sekundliche Überfallmenge auf dem Meter Breite ist etwa $0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot \sqrt{19{,}6 \cdot 2} = 6{,}3$ cbm/sek. Diese Wassermasse langt am Fuß der Mauer mit einer Geschwindigkeit von etwa $0{,}9 \cdot \sqrt{19{,}6 \cdot 50} = 28$ m/sek an (0,9 = Beiwert zur Berücksichtigung von Luftwiderstand und Reibung). Daher ist die Breite eines am Mauerfuß durch den Strahl geführten wagrechten Schnittes $b = \frac{6{,}3}{28 \cdot \cos 52^0} = 0{,}36$ m.

[1]) Vgl. den Meinungsaustausch Mattern und Beyerhaus-Bachmann in C. d. Bv. 3. IV. u. 19. VI. 1909.
[2]) C. d. Bv. 10. IX. 1909.

Digitized by Google

Der Stoßdruck auf diesem Schnitt berechnet sich zu:

$$P = (1 - \cos 52°) \cdot \frac{28}{9{,}81} \cdot 6{,}3 = 6{,}8 \text{ t}.$$

Daher ist die Flächenbeanspruchung

$$\sigma = \frac{6{,}8}{0{,}36} \cdot 10 = 1{,}9 \text{ atm}.$$

Das ist noch weit unter der meist zulässigen Beanspruchung von 10 bis 12 atm. Die wirklichen Beanspruchungsverhältnisse sind dabei zweifellos noch viel günstiger, weil die Wirkung des im Abfallkanal sich bildenden Wasserkissens und der in feiner Verteilung im Strahl enthaltenen mitgerissenen Luft nicht berücksichtigt ist. Ferner läßt sich noch durch reichliche Ausrundung des Fußwinkels eine ganz bedeutende Verminderung des Flächendruckes ohne allzu große Mehrkosten sicher stellen (nur noch „Zentrifugalkraft" wirksam!). Außerdem darf nicht übersehen werden, daß bei gut ausgenützten Sperren der Überfall nur selten und nie längere Zeit in voller Stärke spielt. Man darf also die hier auftretenden Verhältnisse noch nicht einmal mit denen eines natürlichen Wasserfalls vergleichen und hat zudem die Möglichkeit, wenn je Beschädigungen eintreten sollten, sie nach Ablauf des Hochwassers wieder bequem ausbessern zu können.

Ganz unrichtig wäre es ferner, wie schon Bachmann in dem erwähnten Meinungsaustausch ausgeführt hat, die Verhältnisse bei der Ausströmung aus einem Grundablaß mit denen des freien Überfalls vergleichen und aus dort hier und da bemerkten Mißständen Folgerungen für diese ganz andersartigen Verhältnisse ziehen zu wollen. Es genügt hier, auf das im Abschnitt „Abschußboden" (S. 847) Ausgeführte zu verweisen, um den Unterschied zwischen dem wagrecht über den Boden hin fegenden gepreßten Grundstrahl und dem durch Luft- und Reibungswiderstand gedämpften und gelockerten von oben einfallenden Überlaufstrahl in anschauliche Erinnerung zu rufen.

Aus all dem darf man den Schluß ziehen, daß es gar keine Bedenken hat, auch bei recht hohen Sperren und kräftigen Strahldicken den Übersturz über die Mauer zu leiten.

Tatsächlich hat man ja bei den schon längere Zeit in Betrieb befindlichen Übersturzsperren nur gute Erfahrungen gemacht: es sind dies die Füelbeckетalsperre ($h = 27$ m), die Ennepetalsperre ($h = 41$), die Vyrnwytalsperre in England[1]) ($h = 26$), das Dracwehr (Abb. 543 ff) ($h = 20$ bei 1,5 m Überfallhöhe) und zahlreiche jüngere Betondämme von zum Teil beträchtlichen Abmessungen in Amerika (z. B. Ocmulgeewehr, Abb. 806, $h = 27$ m). Diese Beispiele zeigen allerdings meist noch verhältnismäßig kleinere Wehr- und Überfallhöhen, aber die oben ausgeführten Überlegungen haben so viel Überzeugendes, daß man getrost zu größeren Abmessungen übergehen darf.

Jedenfalls ist es auch bemerkenswert, daß die Aufsichtsbehörde des größten deutschen Bundesstaats, das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten, von ihrer anfänglich den stärkern Überstürzen abgeneigten Haltung abgekommen ist und noch nachträglich bei der Möhntalsperre (S. 598) und ohne weiteres auch bei der Edertalsperre die Anordnung eines Kronenüberlaufs genehmigt hat.

Natürlich wird es immer noch zahlreiche Fälle geben, wo Hangüberfälle am Platz sind, weil sie entweder sehr bequem anzulegen sind, vielleicht gar keine Verkleidung erfordern (Queuille, Abb. 355; Rochehut, Abb. 364), oder weil an der Sperrmauer selbst der Platz anderweitig in Anspruch genommen ist (Queuille durch Kraftwerk, Abb. 353). Dagegen wird man für so große Hangtreppen mit teurer Aussprengung und Verkleidung wie bei der Urfttalsperre (Abb. 453) oder dem Crotondamm (vgl. C. d. Bv. 1906 S. 433) schon Schwierigkeiten haben, die wirtschaftliche Berechnung nachzuweisen. Ganz abgesehen davon, daß mit Recht schon Zweifel geäußert worden sind, ob die zahlreichen, verhältnismäßig kleinen Stufen bei stärkerer Überströmung ihre Aufgabe, den Wasserabfluß zu verlangsamen, wirklich noch erfüllen und nicht einfach in glattem Strahl von der Wassermasse überronnen werden.

Schachtüberfälle. Wo die Enge des Tales Hangtreppen verbietet und auch ein Kronenüberfall nicht oder doch nicht in ausreichender Leistungsfähigkeit anzulegen ist, bietet der Schachtüberfall eine letzte Lösung.

[1]) C. H. Bl. I. S. 256.

Digitized by Google

In dem mehrfach erwähnten Meinungsaustausch Bachmann-Mattern wurde unter anderem auch die Ansicht ausgesprochen, daß hohe Einfallschächte für größere Wassermengen, etwa über 100 cbm/sek, nicht mehr zu empfehlen wären. Zur Begründung wurde u. a auf die schlechten Erfahrungen hingewiesen, die man in Marklissa, wie auf S. 635 berichtet, mit der Eisenauskleidung gemacht hat. Dem gegenüber hat aber Bachmann mit Recht darauf hingewiesen, daß jene Erfahrungen nicht gegen den Einfallschacht als solchen, sondern nur gegen die ungeeignete, weil Schwingungen ausgesetzte, Eisenverkleidung spricht und daß dieselben Gründe, die für die Zulässigkeit hoher leistungsfähiger Kronenüberfälle anzuführen sind, auch hier gelten gelassen werden müssen. Er führte dabei auch unter anderem die bemerkenswerte Tatsache an, daß die in dem zweiten Umlaufstollen von Marklissa vorerst unverkleidet gelassene Betonausschalung sich tadellos erhalten hat in derselben Zeit und unter denselben Einwirkungen (Überfall von 1 bis 8 cbm/sek aus etwa 34 m Höhe), wie sie zur Zerstörung der Stahlbekleidung im anderen Stollen genügt haben. Kleidet man vollends die Abfallschächte noch mit glatten Granitquadern aus, wie es nachträglich in Marklissa geschehen ist, so darf man ihnen zuversichtlich auch noch größere Leistungen zumuten als dort. (Es stürzen höchstens 214 cbm/sek aus 40 m Höhe und 190 cbm aus 34 m Höhe in jedem Schacht mit einer Geschwindigkeit von 21 m/sek ab.)

Diese Sicherheit und die Leistungsfähigkeit der Kanäle könnte noch erheblich erhöht werden, wenn man überall noch ein Stoßbecken von reichlicher Tiefe vorlegen würde, wie es beim Abfallturm des Löntschwerkes (Abb. 476) der Fall ist. Und noch besser wäre es, zugleich im Interesse der höheren Leistungsfähigkeit eines Stollenquerschnittes, wenn man den Abfallschacht unten gekrümmt anlegen und, seitlich oder von oben unter spitzem Winkel in den Abzugsstollen einführen wollte, wie es in Marklissa und Mauer (Abb. 413/14) noch nicht geschehen ist.

In Amerika liebt man es, in ähnlichen Fällen statt eines Schachtes einen Schrägstollen auszuführen, um einen größeren Teil des Gefälles durch Reibung aufzuzehren. Diese Anordnung kann bei sehr hohen Sperren ihre Vorteile haben, wo man durch derartige Längenentwicklung den Gefällsverlust vergrößern und die auftretenden Geschwindigkeiten etwas einschränken kann. Allerdings werden dazu auch leicht große Stollenlängen, also bedeutende Mehrkosten, nötig. Sollten z. B. 600 cbm/sek mit nicht mehr als 20 m/sek Geschwindigkeit abfliessen, so wäre ein Stollenquerschnitt von 30 qm, oder kreisrund gedacht: von 6,2 m Durchmesser, nötig, und für einen glatt ausgemauerten Stollen ($n = 0{,}015$) würde ein Gefälle von etwa 55 mm/m nötig. Da zur Erzeugung der Endgeschwindigkeit von 20 m/sek schon etwa 25 m Gefälle verbraucht werden, so käme man bei einem Stau von 40 m mit einem Stollen von $\frac{40-25}{0{,}055} = 270$ m Länge, bei einer Druckhöhe von 60 m aber erst mit einem solchen von $\frac{60-25}{0{,}055} = 640$ m aus.

Man sieht: hier sind grundsätzliche Schwierigkeiten, und man wird oft auch bei schrägen Stollen höhere Geschwindigkeiten hinnehmen müssen, als vielleicht mit Rücksicht auf die Stollenwandungen und den Untergrund an der Ausströmungsstelle lieb ist. Wenn man sich in sehr hartem und dichtem Gebirge befindet, gewinnt man allerdings mit Schrägstollen leichter die Möglichkeit, die teure Ausmauerung mit Quadern zu ersparen, dann wird auch gleichzeitig der Reibungsverlust erheblich höher und so eine Verkürzung der Stollen, also doppelte Ersparnis möglich. Wo indessen die Beschaffenheit des Gesteins Auskleidung ohnedies verlangt, muß man mit Bachmann zugestehen, daß senkrecht abfallende Schächte ebensogut brauchbar sind wie Schrägstollen, und wenn es dann gar noch wie in Marklissa möglich ist, einen ohnedies nötigen Grundumlaufstollen mit zu benutzen, so ist auch eine nennenswerte Ersparnis zu erwarten.

Als ein Beispiel, wie aber unter günstig liegenden Verhältnissen ein Schrägstollen wirklich sehr vorteilhaft sein kann, darf der Entlastungsüberfall der Shoshonesperre (S. 964) angeführt werden (Abb. 730 ff., 816). Der hier am linken Hang angelegte 90 m lange Überfall und der unter 10 % geneigte Sammelkanal unterscheiden sich in nichts vom Anfang eines gewöhnlichen Hangüberfalles, dann aber biegt die Sohle mit starkem Gefälle um 11 m nach der Tiefe ab, um eine Wassergeschwindigkeit von 15 m/sek zu erzeugen, und es folgt eine 122 m lange Strecke Stollen vom Querschnitt 6,1/6,1 m mit 12 m Gefälle, die das Wasser

Digitized by Google

genügend weit vor den Mauerfuß auf eine roh in den Granitfelsen gesprengte Treppe von noch etwa 40 m Höhe auswirft. Bis zu 600 cbm/sek vermag der mit 10 % Gefälle angelegte Stollen druckfrei abzuführen (v = rd. 15 m/sek, n = 0,030), bei noch höherem Zufluß arbeitet der Stollen zuletzt mit einem Überdruck von bis zu 34,5 m über dem unteren Portal und vermag dann angeblich bis zu 1200 cbm/sek zu führen[1]).

Trotz dieser auf alle Fälle bedeutenden Wassermengen und Geschwindigkeiten hat man angesichts des sehr harten Granits es wagen dürfen, die Kanäle und Stollen ganz unverkleidet zu lassen. (Dabei handelt es sich, eine vielleicht nicht unwichtige Feststellung, nicht um ein „amerikanisches" Privatunternehmen, dem man vielleicht zutrauen würde die Dauerhaftigkeit der vorläufigen Wohlfeilheit zuliebe zu vernachlässigen, sondern um einen von der Staatsbaubehörde der Union im Rahmen des Landeskulturgesetzes mit reichen Mitteln und nach sorgfältigem Studium ausgeführten Bau.)

Bei dem in der engen Steilschlucht gegebenen Platzmangel bot ein Stollen hier wesentliche Vorteile vor der offenen Treppe, vor allem erlaubte er, unter Ausnutzung der Unterdruckwirkung mit einem verhältnismäßig kleinen Ausbruchquerschnitt an der einen starken Gewölbeschub ausübenden Mauer in genügender Entfernung vorbei zu kommen. —

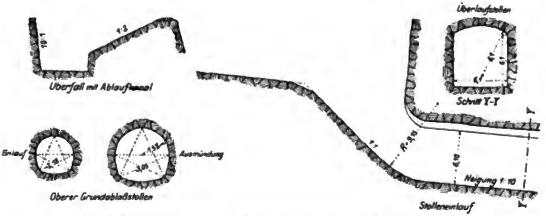


Abb. 816. Shoshonesperre. Entlastungsüberfall und -Schrägstollen.

Bei Schüttungsdämmen erfreut sich der Schachtüberfall, in Form des künstlich aufgeführten Turmschachtes, besonderer Beliebtheit und er gibt da bei unsicherem Hanggelände unter Umständen überhaupt die einzige Möglichkeit, das Überwasser ohne Berührung des Dammkörpers selbst in einen gemauerten Stollen abzuleiten. Daß dabei in der Regel auch noch der Grundablaß mit diesem Bauwerk in Verbindung gebracht werden kann, muß den Anreiz zur Wahl solcher Ausführungen erhöhen.

An ausgeführten Anlagen dieser Art seien genannt: die beiden Türme des Beckens bei Villeguesin (Abb. 763 und Génie Civil 1908, Nr. 25, Tafel 25), derjenige der Lassingsperre bei Wienerbruck (Abb. 817) und der am Clöntaler-See-Damm (Abb. 476 bis 479).

Die Türme von Villeguesin sind rd. 16 m hoch und im Grundriß quadratisch (was bei größeren Wassertiefen wegen des unmäßigen Baustoffverbrauchs sich von selbst verbieten würde). Man beachte das Vorhandensein eines Wasserkissens! Die Überlaufkante wird durch ein dem Zylinderschütz verwandtes quadratisches Rahmenschütz gebildet, das wohl gesenkt, aber nicht über das Stauziel gehoben werden kann. Auf drei Seiten sind noch Grundschieber angeordnet. Jeder Turm ist für 50 cbm/sek berechnet, wozu der Erbauer, Jacquinot, indes mit Recht hinzufügt, daß man viel weiter gehen könnte.

Die Anwendung dieser Auslaßform ersparte bei dem 1250 m langen Damm von Villeguesin die Anlage eines teueren Rückleitungskanals zum Fluß, den ein Hangüberfall verlangt hätte.

Der Turm des Löntschwerkes ist besonders bemerkenswert wegen seiner Größe und der sinnreich durchgebildeten Einzelheiten (Abb. 477 bis 479).

[1]) Eng. Rec. 23. VI. 1910. Wenn man, wie unerläßlich, die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ abzieht, kommt man höchstens auf $v = 18$ m/sek und $Q = 720$ cbm/sek.

Digitized by Google

Der Ablaßstollen führt bekanntlich (S. 706) im Bogen um den Dammbereich herum (Abb. 472), liegt aber nicht im Felsen sondern, gleich dem Dammfuß, in einer Bergsturzmasse. Dieser Stollen (Abb. 480) kann mit 1 % Gefälle und druckfrei vollaufend 50 cbm/sek abführen. Zur Ableitung der im Genehmigungsbescheid als maßgebend bezeichneten Höchstwassermenge von 117 cbm/sek wird ein Überdruck von 3,2 m durch Rückstau im Einlaufschacht erzeugt, die Abflußgeschwindigkeit steigt dabei auf 6 m/sek, hält sich also noch in mäßigen Grenzen. Der Stollen ist in den oberen 50 m seiner Länge über Stampfbeton mit Rostolith, einem besonders harten und schweren, eisenhaltigen Klinker, ausgekleidet. Im übrigen Teile sind Sohle und Widerlager mit Kalkstein-Moëllons, das Gewölbe nur mit Zementsteinen ausgekleidet, die an der Baustelle gefertigt wurden. Um einen satten Anschluß an den umgebenden Boden zu erhalten, preßte man nach Ausrüstung des Gewölbes durch stehengelassene Aussprengungen Lehmbrei hinter die Mauerung; ferner hatte man, bei Ausführung der oberen Strecke, wie Abb. 476 zeigt, abwechselnd stärkere und schwächere Ringe angelegt, um so dem Wasser den Weg längs der äußern Gewölbeleibung möglichst zu erschweren. Beim Austritt geht der Stollen in einen zuerst gemauerten, hernach geböschten Kanal von 11 m Sohlenbreite über.

Der am Stolleneinlauf angeordnete 7 m weite Einfallturm ist aus Stampfbeton in möglichst sparsamer Ausführung unter Anwendung von Eisenbewehrung erstellt und außen mit Zementsteinen, innen mit Rostolith, verkleidet. Die ganze Bauwerksohle ist bis unter den Stollenanschluß mit Schienen verstärkt, um ungleichen Setzungen zu begegnen. Die Überfallkante, aus Formeisen gebildet, hat 10 m Durchmesser und liegt 3,35 m unter Dammkrone, 1,35 m unter H. H. W. Bei dieser Überströmungshöhe werden schon reichlich die verlangten 117 cbm/sek abgeführt.

Zur Abschwächung des Stoßes der 21 m hoch einfallenden Wassermassen ist unten ein 3 m tiefes Sturzbecken angeordnet.

In dem Turme sind gleichzeitig noch die Grundablässe angebracht: Zwei 1,4 m weite Blechrohre, zur Verbesserung des Wirkungsgrades mit weiten Trichteröffnungen versehen, sind nebeneinander in Höhe der alten Seeabflußsohle eingesetzt (Abb. 477 bis 479). Zum Schutz gegen das Eintreiben sperriger Körper sind Grobrechen vorgebaut. Dammbalkenschlitze in den Wangenmauern des Voreinschnitts ermöglichen es, den Grundablaß von Seeständen von 15 m unter Höchststand ab, also noch 7,5 m über dem planmäßigen Tiefstand, trocken zu legen. Als Verschlüsse sind der leichten Beweglichkeit halber Drosselklappen gewählt, zu deren Dichtung eine eigenartige Vorkehrung getroffen ist: ein 250 mm weites Rohr ist vor jeder Klappe durch einen kleinen eingebauten Steigschacht in die Höhe geführt und gestattet die Einführung von Schlackensand. Dieser wird unter dem Wasserdruck bald eine dichte Ablagerung vor den Klappen bilden, die ja nur sehr selten gezogen werden sollen. Um, zum Öffnen der Klappen, die Schlacken wieder entfernen zu können, hat man eine 175 mm weite Spül-Umlaufleitung angeordnet, die durch ein einfaches Klappenventil[1]) verschlossen ist. Ventile und Drosselklappen werden von dem auf den Steigschacht aufgesetzten Bedienungsboden aus durch Zahnradantrieb betätigt. Die Achsen der Drosselklappen sind wagrecht, die Drehrichtung „unten nach innen" angeordnet, um ein Klemmen durch Schlackenreste zu verhindern. Größere Fremdkörper werden durch Grobrechen vor dem Voreinschnitt zurückgehalten und zur etwa nötigen Trockenlegung durch Taucher sind Dammbalkenfalze vorgesehen.

Der Turmschacht der Lassingsperre ist dem eben beschriebenen in der Anordnung ähnlich, er ist aber nur etwa 5 m weit und einem Überdruck von 10 m ausgesetzt. Er ist ganz mit scharrierten Granitquadern ausgekleidet und unten bemerkenswerterweise im Bogen sanft in den die Staumauer rechts umfahrenden kurzen Umlaufstollen übergeführt, was allerdings einen schwierigen und teuren Fugenschnitt bei der gewählten Quaderauskleidung ergeben hat. Als Grundschleuse ist hier ein einziges etwa 1,5 m im Quadrat haltendes Segmentschütz mit der schon erwähnten Labyrinthdichtung angeordnet.

Besondere Beachtung verdient das die Krone abschließende große Zylinderschütz[2]) (Abb. 817), das hier zum Heben eingerichtet ist und mit Rollen an eingemauerten Winkeleisenständern geführt ist. Der Aufzug greift in der Kreuzung der radialen Verstrebungen

[1]) Abbildung siehe Schw. Bztg. Bd. 55, Nr. 18.
[2]) Österr. Patent Nr. 36915, s. W. O. Bd. 1909, S. 568.

Digitized by Google

an. Diese Einrichtung ist der viereckigen Schütze von Villeguesin an Stabilität und Güte der Entlastung überlegen, sie ist gleich den übrigen hervorgehobenen Einzelheiten von Oberbaurat Engelmann-Wien angegeben.

Die Lassingsperre ist übrigens, um das in diesem Zusammenhang hervorzuheben, eine gemauerte Sperre. Wenn trotzdem ein Turm und kein Felsschacht ausgeführt wurde, so mag es daran gelegen haben, daß dabei die Vereinigung von Grundablaß und Überfall bei dieser kleinen Sperre ($h = 10$ m) Ersparnisse versprach. Ein Hangüberfall wäre in der beiderseitig hoch aufsteigenden Talwand zu teuer gekommen, und ein Kronenüberfall wäre mit den Sturzbettbefestigungen wohl auch nicht viel billiger gekommen, als der mäßig hohe Turm, der ja nur auf den ohnedies nötigen Grundstollen aufgesetzt zu werden brauchte. Vor allem hätte eine andere Anordnung nicht die einfache Regulierbarkeit mit einem entlasteten, daher leicht zu bewegenden und billigen oberen Ringschütz ergeben, die aus wirtschaftlichen, hier bald näher zu berührenden Gründen, sehr erwünscht war.

Abb. 817. Überfallturm mit Ringschütze an der Lassingsperre bei Wienerbruck.

Auch aus diesen hier neu angeführten Beispielen kann man letztlich nur wieder den Schluß ziehen, daß alle drei Arten der Überfälle — Kronen-, Hang- und Schachtüberfälle — an sich und rein konstruktiv vielfach gleichwertig sind, so daß man im Zweifelsfalle ruhig die wirtschaftlichen Gesichtspunkte den Ausschlag geben lassen darf.

Grundablässe.

Zwecke und Hauptformen. Grundablässe sind immer erwünscht als Mittel zur völligen Entleerung des Staubeckens bei etwa nötig werdenden Ausbesserungen, außerdem können sie bei Hochwasser die Leistung der Überfälle wirksam unterstützen, und vielfach wird ihre Anlage dadurch schon bezahlt gemacht, daß man sie bei der Bauausführung zur Umleitung des Wasserlaufs ausnutzen kann.

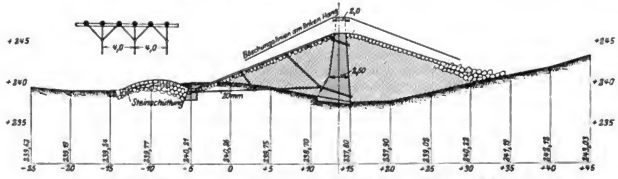


Abb. 818. Hilfswehr beim Talsperrenbau bei Mauer am Bober. Maßstab 1:500. (Bachmann.)

Letzteres ist bei den Grundablaßstollen sogar meist der Hauptgrund zu ihrer Wahl: der Fluß wird bei solchen Anordnungen durch einen starken Fangedamm oder einen vorläufigen, möglichst billig gehaltenen, Wehrbau aufgestaut (Mauer, Abb. 818), und das Wasser durch den zuerst geschlagenen Stollen geleitet. Unter dem so geschaffenen Überdruck können auch schon mäßige Hochwasser abgeführt werden, während größere

Digitized by Google

Anschwellungen die Baugrube überfluten, ohne in der Regel an einer Mauer viel Schaden anzurichten: vgl. Rochebut[1]), Abb. 365, als Beispiel, wie weit man im festen Gestein gehen kann. Die an Baueinrichtungen, Maschinen, Baumaterialien eintretenden Beschädigungen müssen in Kauf genommen werden (beispielsweise wurde bei der Möhnetalsperre durch ein großes Hochwasser im Frühjahr 1908 ein reiner Sachschaden von 20 000 Mark angerichtet, außerdem die Bauarbeit um einen Monat zurückgeworfen[2]).

Nach Fertigstellung der Mauer wird gewöhnlich das Hilfswehr geschleift und der Stollen durch einen, besser wie bei der Möhnetalsperre: zwei, Pfropfen aus Beton (Abb. 390) geschlossen, zur Aufnahme einer entsprechenden Anzahl Rohre mit Gehäuseschiebern, die auch hier der Sicherheit halber stets in doppelter Besetzung angebracht werden sollten. (Vgl. die Mitteilung über die nachteiligen Folgen des Fehlens eines Notschiebers an der Chersperre, S. 1049.) Ein Steigschacht vermittelt die bequeme Zugänglichkeit dieser Schieber und ihre Betätigung durch Windensteigwelle von oben aus.

Diese Anordnung verlangt freilich bei höherem Stau tiefere, teuer auszubrechende Schächte. Deshalb ist an der Shoshonesperre (Abb. 730 bis 736) der 3,05/3,05 m weite Stollen, der auch zur Umleitung während des Baues gedient hat, unterhalb der Staumauer abgeflacht und verbreitert, und es sind zwei lange schmale Betonpfeiler eingehaut, in welche schwere gußeiserne Rahmen zur Aufnahme von drei Schützentafeln fest eingelassen sind. Die Schützen haben je 0,95/1,95 m Lichtfläche und arbeiten unter dem gewaltigen Überdruck von 75 m. Der Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit halber hat man trotzdem reine Gleitschützen genommen, aber durch sorgfältige Ausbildung aller Teile und Verwendung von Spezialbronze für größte Haltbarkeit vorgesorgt. Bewegt werden diese Schützen, die einzeln je eine Auflast von 140 t auszuhalten haben, durch Druckölkolben, denen die Betriebsflüssigkeit mit 35 atm. Druck durch eine von Hand oder auch elektrisch anzutreibende Dreifach-Tauchkolbenpumpe zugeführt wird. Diese Maschinenanlage ist in einer im Felsen ausgesprengten und unmittelbar vom Mauerfuß durch einen hochwasserfreien Stollen zugänglichen Kammer untergebracht.

Da bei der ständigen Durchströmung dieser Schützen unter vollem Druck eine baldige Abnutzung der Pfeilerbekleidung zu erwarten wäre, hat man übrigens für den Betrieb der Wässerungszwecken dienenden Sperre einen zweiten Stollen 30 m höher angelegt, und der Grundstollen braucht daher, von Notfällen abgesehen, nur bei schon weit abgesenktem Stauspiegel geöffnet zu werden. Daß die Schieber nicht doppelt angeordnet sind, wird man nicht gerade zur Nachahmung empfehlen (obwohl die hohen Kosten der Einrichtung einerseits, ihre große Einfachheit anderseits, dafür sprechen). Dagegen ist der Gedanke, den hohen und schwieriger herzustellenden Einsteigschacht durch einen kurzen ebenerdigen Zugangsstollen zu ersetzen, sehr glücklich zu nennen und bei ähnlichen örtlichen Verhältnissen (steile Wand) auch sehr gut für die in Deutschland übliche Abschlußweise mit einbetonierten Rohren anzuwenden.

Bei geschütteten Dämmen bieten Stollengrundablässe, wie schon bei den Entnahmeanlagen hervorgehoben, noch den Vorteil, daß sie die Einheitlichkeit des Dammkörpers ungestört lassen, ein Gesichtspunkt, der unter annähernd gleichen Verhältnissen wohl ausschlaggebend sein darf. Indessen verdient dieser Punkt doch nicht so viel Beachtung, daß man ihm zuliebe wesentliche Mehrkosten übernimmt. Als Beispiel sei hier wieder der Löntschstollen erwähnt, als Gegenbeispiel die unmittelbar in den Dammkörper oder dicht darunter — bei Anwendung reichlicher Abfangkrausen — gelegten Röhren und Mauerstollen von Belle-Fourche, Abb. 776; Straschin-Prangschin, Abb. 787; Ruthken, Abb. 780; Villegnesin, Abb. 763. Bei diesen Gegenbeispielen hat entweder die große Länge des Dammes (Belle-Fourche, Villeguesin), oder die Möglichkeit den Stollen für Überfall mit benutzen zu können (Ruthken, Villeguesin), oder endlich die Gelegenheit, bei kleinen Wassermengen mit einem einfachen Eisenrohr auszukommen (Dixville, Eng. Rec. 25. IV. 08) wirtschaftliche Vorteile gebracht.

Aus ebenfalls rein wirtschaftlichen Gründen hat man daher auch mehrfach schon bei gemauerten Sperrdämmen den Grundumleitungsstollen ganz unterdrückt und die (ja auch sonst meist noch neben den Stollen ausgeführten) Durchlässe im Mauerfuß entsprechend

[1]) Vgl. auch Bauvorgang am Cataractdamm, Eng. Rec. 26. VI. 1908.
[2]) Baubericht vom 1. September 1909.

Digitized by Google

stärker ausgebaut. Allerdings bedingt diese Anordnung bei großen Hochwassermengen für massive Mauern eine erhebliche Verschwächung gerade des am meisten angestrengten Mauerfußes, doch wird sich vielfach ergeben, daß die dafür anzubringende Verstärkung der Mauerdicke — die natürlich auf den Bereich der Rohrdurchführung beschränkt bleibt — noch weit unter den Mehrkosten des Umlaufstollens bleibt. Derartige Erwägungen waren zweifellos bei der Ausbildung der Grundentlastung der Edertalsperre maßgebend (Abb. 711 bis 714). Hier sind an den beiden Mauerfüßen je vier gemauerte Stollen von 4 bzw. 3 m Lichtweite im Mauerfuß ausgespart und mit im ganzen 12 Rohren belegt.

Die Wasserableitung während des Baues macht auch bei dieser Anordnung keine Schwierigkeiten. Sie ist an der Eder durch die vorerst allein ausgeführten linkseitigen Rohrstollen bewerkstelligt, denen das Wasser durch einen im Vorland ausgehobenen Kanal im Stau eines Hilfsdammes zugeführt wird. Die Rohre werden in diese Stollen erst nach Fertigstellung des rechtseitigen Durchlasses und entsprechender Hochführung der Mauer eingesetzt.

In Amerika[1]) läßt man vielfach in ähnlichen Fällen eine große überbaute Lücke in der Mauer stehen, durch die ein Holzgerinne geführt ist und die erst am Schluß der Arbeit bei Niederwasser unter Benutzung der nebenan angelegten weniger leistungsfähigen Grundablaßrohre geschlossen wird.

Als Beispiel sei die 86 m hohe Olive-Bridge-Mauer am Ashokan-Becken von New York angeführt (vgl. Eng. Rec. Bd. 60 S. 266). Die Wassermenge wechselt hier zwischen 4,5 und 1100 cbm/sek. Es wurden zwei Hilfsdämme 110 m auseinander in Ober- und Unterwasser errichtet und zwei Stahlrohre von je 2,45 m Durchmesser zwischen ihnen ausgespannt, die Mauer wurde dann unter Aussparung einer weiten Öffnung hochgeführt, das Wasser hier hindurch geleitet und die Rohre entfernt, die Lücke selbst bei Niederwasser später geschlossen.

Daß übrigens die Leichtigkeit, Grundablaßrohre in beliebiger Menge und Größe einzubauen oder das Wasser auch ohne solche während des Baues durch die Sperre durchzuleiten, ein besonderer Vorteil der aufgelösten Mauern, namentlich vom Ambursentyp ist, wurde bereits früher hervorgehoben (S. 788); dabei fällt auch der Einwand weg, den man mit Recht gegen eine Ausführung wie am Olive-Bridge-Damm erheben wird, weg: daß eine Heranziehung des nachträglich eingesetzten Mauerpfropfens zur Druckübertragung tatsächlich nicht sicher zu stellen ist. (Abb. 803).

Bei geschütteten Dämmen ergeben sich ganz ähnliche Ausführungsweisen. So ist bei Straschin-Prangschin der Rohrstollen anfänglich dem Wasserdurchfluß offengehalten worden (Abb. 788, 787); bei Ruthken wurde ein Holzgerinne anfangs rechts am Dammflügel durch, später, nach Fertigstellung des Grundablasses nach diesem hin geführt (Abb. 779, 782). Bei Anwendung derartiger Bauanordnungen auf geschüttete Dämme ist freilich — wie es in Ruthken geschehen ist — streng darauf zu achten, daß die Grundablässe imstande sind, schon unter mäßigem Anstau in der Zeit, wo die Dammlücke geschlossen werden soll, die zu erwartenden größten Hochwasser abzuführen; anderfalls läuft man Gefahr, eine Wiederholung des Unfalls zu erleben, dem der Damm von Erindale (Eng. News 15. IV. 1910) zum Opfer fiel.

Einzelheiten der Anordnung. Die Schwierigkeiten, die sich für eine betriebssichere und einfach zu handhabende Ausgestaltung der Schieberabschlüsse unter den meist hohen Drücken ergeben, wurden bereits bei Besprechung der Kraftwasserentnahmen (S. 1046 ff.) hervorgehoben. Es versteht sich von selbst, daß man gerne die Wassermengen auf eine Anzahl kleinerer Schieber verteilt, schon zur Erhöhung der Sicherheit gegen Versagen einzelner Antriebe. Aus dem letzten Grunde sollte man auch grundsätzlich für jeden Auslaß doppelte Schieber anordnen, wie es die meisten Ausführungen ja zeigen. Dabei ist im Umlaufstollen die Schieberanordnung der Möhnetalsperre (Abb. 390) derjenigen der Urfttalsperre (Abb. 452) aus Betriebsrücksichten vorzuziehen und in Mauerverschlüssen diejenige der Möhnetalsperre (Abb. 387) derjenigen der Ennepetalsperre (Abb. 377). Als beachtenswert sei noch einmal die ebenerdige Zugänglichkeit des Shoshonestollens (S. 1065, Abb. 736) hervorgehoben.

[1]) Vgl. auch Eng. Rec. 4. IX. 1909.

Digitized by Google

Von den Durchlässen im Dammfuß wurde bereits oben gesagt, daß die Ausführung der kostspieligen Begehungsstollen mit eingelegten eisernen Rohren nicht unbedingt als nötig anerkannt werden kann. Diese Stollen sind da am Platz, wo, wie bei der Edersperre und bei Straschin-Prangschin, die Ableitung des Hochwassers beim Bau nur mit ihrem größeren Querschnitt erreicht werden kann, oder wo sie gleichzeitig für die Ableitung des Sickerwassers und die Zugänglichkeit der Steigschächte dienlich sein können, wie in Marklissa (Abb. 412), an der Möhne (Abb. 388/90) usw. Wo aber diese Voraussetzungen nicht zutreffen, sollte man keine Bedenken tragen, die Rohre unmittelbar in den Mauerkörper einzubetonieren, wie es bei der Shoshonesperre geschehen ist. Dort sind die beiden Rohrschieber an die Luftseite verlegt und im Oberwasser lediglich Dammbalkenfalze vorgesehen, die man ja nur sehr selten brauchen wird und die dann bei stark abgesenktem Staubecken durch Taucher bedient werden können. Wo die von Intze eingeführte Dammschüttung am oberen Mauerfuß ausgeführt ist, und deren Durchfahrung mit Mauerstollen nötig wird, kann man wenigstens die doppelte Ausführung dieser Gänge sparen: durch eine Anordnung, wie sie bei Mauer angenommen worden ist (Abb. 419). Wenn man freilich, wie bei der Möhnesperre, die Schutzmauer über den dichtenden Rückenglattstrich doch bis auf die Talsohle hinabführt, entfällt der wertvollste Grund für die Ausführung der Erdanschüttung, und es ist nur folgerichtig, wenn man dann, um die langen gemauerten Stollen zu ersparen, die Erdschüttung ganz wegläßt, wie bei der Edertalsperre geschehen. (Hier wären allerdings auch sehr breite und besonders teure Zuleitungsgänge notwendig geworden, Abb. 711.)

Die Anordnung der Grundablässe bei der Edersperre zeigt noch einige bemerkenswerte Einzelheiten: das Einfallwehr am oberen Mauerfuß (Abb. 711, 714), die mit Druckwasser betriebenen Schieber, die im Mauerfuß untergebrachte Maschinenanlage für Druckwasserlieferung, bestehend aus einer elektrisch betriebenen Druckpumpe und einer kleinen Stromerzeugungsanlage mit Peltonturbinen und, als Aushilfsantrieb: einem Benzinmotor.

Wo die Grundablässe nur selten und nur kurze Zeit in Tätigkeit gesetzt werden — der für Kraftwassersperren gewöhnliche Fall —, darf man die Schieber erheblich mehr anstrengen, als es für dauernd laufende Druckleitungen oder Zuschußwasserablässe erlaubt wäre. Man kann also in der bereits erwähnten Art der Ocmulgee-Grundablässe (Abb. 806) die Schieber sparsam klein halten, wenn man nur für einen recht sanften Querschnittsübergang sorgt.

Bei allen Grundablässen muß natürlich für unschädliche Beruhigung des mit großer Gewalt ausströmenden Wassers gesorgt werden. Ein tiefes, genügend langes Vorbecken ist dazu ein sehr gutes Mittel. Ausgeführt ist ein solches beispielsweise am Standleysee (Beschreibung S. 1026), bei der Möhne- und Edersperre, wo das Fallbett des Kronenüberlaufs mit benutzt ist, an der obern Radaunesperre, wo als besonders wirksames Mittel die gegenseitige Dämpfung der geteilten und gegeneinander geführten Wasserstrahlen angewendet ist (Abb. 783, 410). Gefährlich ist ein gradachsiger, gleichzeitig hochliegender Ausguß wie bei Straschin-Prangschin, Abb. 787. Über festen Felsboden kann man wohl auch die aus tretenden Wasserstrahlen hinwegleiten (Rochebut, Lassingsperre) und die allmähliche Ausbildung eines natürlichen Schutzkolkes zulassen.

Anzapfungen in mittlerer Höhe.

Anzapfungen in mittlerer Höhe finden sich im allgemeinen seltener, weil ihre Anlage fast immer eine erhebliche Kostenvermehrung bedingt, indem Überlauf und Grundablaß ohnedies nötig und mit verhältnismäßig geringeren Mehrkosten so leistungsfähig zu machen sind, daß sie allein für Abführung der ganzen Hochwassermenge ausreichen.

Von der Shoshonetalsperre wurde erwähnt, daß dort ein solcher erhöhter Ablaß 30 m über den Grundschiebern angeordnet ist, allerdings mehr als Mittel der Wasserentnahme (für Bewässerung) aufzufassen denn als Hochwasserauslaß. Der Grund für die Anordnung war hier die außerordentliche Höhe der Sperrmauer, die in den Grundablässen Wassergeschwindigkeiten bedingt, die für einen Dauerbetrieb unzulässig sind.

Andere Gründe wieder waren es, die bei einigen deutschen Talsperren zur Ausführung erhöhter Anzapfungen angeregt haben: Man wollte beispielsweise bei der Ennepesperre (S. 579) einen zweiten selbsttätigen Überfall haben, der so angelegt und bemessen ist, daß der Wasserspiegel sich nicht über eine bestimmte Höhe, den sogenannten Gefahrwasserstand, auch beim größten Hochwasser erheben kann. Der Gefahrwasserstand ist so bestimmt,

Digitized by Google

daß der Wasserdruck nur die Hälfte des Wertes bei voller Sperre erreicht, und die Drucklinie nahe der Mittellinie des Mauerquerschnittes bleiben muß: eine Sicherheitsmaßregel für den Fall, daß bei Hochwasserzeiten gefahrdrohende Erscheinungen am Bauwerk sich zeigen oder daß eingreifende Widerherstellungsarbeiten notwendig werden sollten.

Bei Marklissa hat man den Zwischenüberlauf, der hier in den Abfallschacht ausgießt (Abb. 413/14) nur so groß bemessen, daß er das sogenannte „unschädliche" Hochwasser durchläßt. Die Sperre schneidet dabei selbsttätig die gefährliche Hochwasserwelle ab, solange bis zuletzt der obere Überfall zu spielen beginnt. Der Zweck ist also hier ein ganz anderer, mit der Aufgabe der Sperre als Hochwasserschutzbecken eng zusammenhängender.

Solche selbsttätig den Abfluß regelnden Überfälle sind an einigen kleinern schlesischen Sperren ganz ohne Verschluß ausgeführt, da dort Wasserkraftnutzung nicht in Betracht kommt. In Marklissa und Mauer hat man indes Verschlüsse angebracht, die es ermöglichen, auch den „Schutzraum" in gewissem, durch Vorsicht und Erfahrung festgestelltem Umfang zur Kraftwasseraufspeicherung auszunutzen, ein für die Wirtschaftlichkeit derartiger Unternehmungen sehr wichtiger Punkt, der gleich noch nach einer anderen Seite beleuchtet werden soll.

Bei dieser Gelegenheit sei darauf hingewiesen, daß es an sich nicht unbedenklich ist, solche Auslässe auch an reinen Hochwasserschutzbecken ganz ohne Regulierschützen anzulegen: die Berechnungsgrundlagen, die Beiwerte der hydraulischen Durchflußformeln, sind für so große Öffnungen keineswegs so unbedingt sicher bekannt, daß man mit voller Bestimmtheit und Genauigkeit die Wirkung voraussagen könnte. Es kommt hinzu, daß die Auslässe infolge Anhaftens des Strahls immer mehr oder weniger als Saugrohre wirken, wobei sich aber wieder nicht genau angeben läßt, welches Saugefälle und welcher Endquerschnitt eines solchen gekrümmten Rohres als maßgebend anzusehen ist. Es hat dies z. B. bei der Wölfeltalsperre, wo man eine derartige Öffnung im großen ausproben wollte, zu einem unbeabsichtigten kleinen Schadenhochwasser geführt, weil man nach dem Wegschlagen der vorher eingebaut gewesenen Holzversperrung kein Mittel zur Verfügung hatte, um den unerwartet großen Abfluß zu ermäßigen. Später mit einem Modell dieser Auslaßöffnung (einer beiderseits trompetenförmig erweiterten, annähernd wagrechten Mauerdurchbrechung) in der Königl. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffahrt angestellte Versuche haben gezeigt, daß der austretende Strahl in oft ganz verschiedener Ausdehnung bald oben, bald unten, an der Austrittstrompete „anhaftet", so daß natürlich ganz verschiedene Saugefälle und verschiedene im voraus kaum festzustellende Austrittsquerschnitte wirksam werden. (Es sei auch hier darauf aufmerksam gemacht, daß bei sanft übergeführten Druckrohrausflüssen der Endquerschnitt die Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ enthält, wobei die engeren Querschnitte nur insofern verzögernd wirken, als sie die Reibungsverluste w, die zusammen mit h erst das geometrische Bruttodruckgefälle $h_g = h + w$ ergeben, erhöhen. Daraus folgt zur Genüge die praktische Notwendigkeit, auf alle Fälle wenigstens eine grobe Regulierschleuse, die nicht dicht zu sein braucht, anzubringen.

— Bei der Edertalsperre (Abb. 712/13) ist man wieder auf die bei der Ennepe erhobene Forderung zurückgekommen, zur selbsttätigen Festhaltung der Drucklinie in der Querschnittsmitte besondere Auslässe in mittlerer Höhe anzuordnen

Diese Auslässe sind, da sie sorgfältig, zum Teil mit Quadern, verkleidet werden und große Verschlüsse erhalten müssen, eine sehr kostspielige Einrichtung. Bei der Ennepetalsperre beispielsweise haben die 4 je 1,6/1,8 m weiten Auslässe alles in allem 100 000 Mark gekostet, bei der Edertalsperre sind es 14 Auslässe von 2,55 m Durchmesser, und man darf danach ihre Mehrkosten wohl mindestens auf 400 000 Mark schätzen. Angesichts so bedeutender Beträge ist die Frage berechtigt, ob ein dringendes Bedürfnis nach der Anordnung solcher Auslässe vorliegt. Nach Ansicht des Verfassers ist diese Frage zu verneinen:

Die Zwischenauslässe der Edertalsperre sollen planmäßig je etwa 30 cbm/sek, zusammen also 420 cbm/sek abführen, diese Wassermenge ist an der Eder von 1876 bis 1909 nur zweimal und unbedeutend überschritten worden. Wenn also auch als höchste Hochwassermenge diejenige von 900 cbm/sek angegeben wird, so sind doch schon die angenommenen 420 cbm/sek eine sehr seltene Erscheinung. Außerdem sind aber auch noch die 12 Grundablaßrohre von 2 bzw. 1,35 m Weite da, die beim „Gefahrwasserstand" etwa durchschnittlich 15 m/sek Strömungsgeschwindigkeit entwickeln und so weitere

$$15\,(4 \cdot 3{,}14 + 8 \cdot 1{,}43) = 360 \text{ cbm/sek}$$

abzuführen vermögen[1]).

[1]) In Wirklichkeit werden die oberen Auslässe, da sie Saugrohrwirkung haben, unter 7 m Druck und mit Querschnitt $1'$ (Abb. 712) als maßgebendem zu berechnen sein und je etwa 60 cbm/sek, zusammen also 700 cbm/sek, leisten, so daß selbst beim allergrößten Hochwasser noch der Gefahrwasserstand etwas unterschritten werden kann.

Digitized by Google

Daß der Gefahrwasserstand auch noch bei so seltenem Hochwasser, wie sie oben verzeichnet sind, innegehalten werden soll, darf man wohl getrost als eine zu weit gehende Forderung bezeichnen. Denn bei der Sorgfalt, mit der heutzutage in Europa Sperrmauern entworfen, ausgeführt und entwässert werden, wird an sich schon das Bedürfnis nach künstlicher Druckentlastung sehr selten praktisch werden. Viel mehr noch aber ist es unwahrscheinlich, daß nun ein solcher Ausnahmefall auch noch gerade mit einem der seltensten größeren Hochwasser zusammentrifft. Hätte man noch zwei Grundablaßrohre von 2 m eingefügt, so hätte man eine Gesamtleistungsfähigkeit von 450 cbm/sek bei Gefahrwasserstand gehabt, die im Zeitraum von 1876 bis 1909 nur einmal (um 10 cbm/sek) überschritten gewesen wäre, also ein Zustand weitgehender Sicherheit, dabei eine Ersparnis um etwa 400 000— 2 · 25 000 = 350 000 Mark.

Nun könnte man allerdings einwenden, daß die Grundablässe zu dem in Rede stehenden Zweck deshalb nicht ausreichend seien, weil sie nicht selbsttätig wie die oberen Auslässe wirken. Demgegenüber wäre aber festzustellen, daß die Bedeutung der selbsttätigen Wirksamkeit vielfach überschätzt wird und daß man dem ohnedies doch notwendigen Talsperrenwärter, bzw. bei großen Sperren: den Wärtern, getrost die Innehaltung des Gefahrwasserstandes überlassen darf. — Dessen Überschreitung kann man ja zum Überfluß noch durch Klingel oder Fernpegel im Schieber- und Wärterhaus erkennbar machen. Dabei darf auch nicht übersehen werden, daß man in der fraglichen Richtung bei Talsperren viel weniger hart an genaue Einhaltung eines bestimmten Zeitpunktes zum Eingreifen gebunden ist, weil ja die Speicherwirkung des großen Hochwasserspiegels selbsttätig in gewissen Grenzen ausgleichend wirkt.

Tatsächlich wird man also (mit Ausnahme vielleicht der Hochwasserschutzbecken) in den allerseltensten Fällen eine konstruktive oder betriebstechnische Notwendigkeit zur Ausführung derartiger Zwischenauslässe anzuerkennen haben.

Wenn nun die oben angenommene Ersparnis von 350 000 Mark auch nur etwa $1^1/_2$ % des Gesamtkostenanschlags der Edersperre ausmacht, so ist sie doch an sich bedeutend genug, daß man es als wünschenswert bezeichnen muß, daß derartig weitgehende Forderungen — Maßregeln der Übersicherheit, wie sich Bachmann einmal (in anderem Zusammenhang) treffend ausgedrückt hat — nicht zur Regel werden. Die Mehraufwendung mag bei einem aus Staatsmitteln erstellten und nicht als unmittelbar werbende Kapitalanlage aufgefaßten Bauwerk, wie es die im Zusammenhang mit dem Rhein-Weser-Kanal (S. 305) erbaute Edersperre ist, noch halbwegs entschuldigt werden. Bei den an sich hohen Kosten der Talsperrenbauten in Mitteleuropa hätte ein reines Einzelwirtschafts-, hier also vor allem Wasserkraftunternehmen dagegen guten Grund, sich gegen so kostspielige und so wenig sachlich begründete Auflagen zu verwahren.

Bedienung der Entlastungsanlagen.

Die Frage, ob man die Wirksamkeit der Entlastungsanlagen von der Zuverlässigkeit eines Wärters abhängig machen darf, ist von großer Bedeutung für die Ausgestaltung dieser Anlagen selbst, wie sich unter anderem oben für die Zwischenauslässe ergeben hat. Lange Zeit hat man diese Frage rundweg dahin entschieden, daß man eine unbedingt selbsttätige Entlastung als eine unerläßliche Bedingung aufstellte.

Dieser Anschauung verdanken die an fast allen Talsperren vorhandenen offenen Stauzielüberfälle ihr Dasein. Sie sind zweifellos von unbedingter Zuverlässigkeit, aber sie haben den großen Fehler, daß sie wenig leistungsfähig sind, und einen oft bedeutenden Teil der verfügbaren Stauhöhe in Anspruch nehmen. Auf die wirtschaftlichen Nachteile dieser Eigenschaft wurde schon bei Besprechung der Flußwehre hingewiesen (S. 853), hier kommt noch hinzu, daß außer dem Nutzgefälle auch der Speicherraum erheblich eingeschränkt wird: die Ausnutzung der ganzen Sperranlage wird beeinträchtigt, denn die Dämme und Mauern müssen ja doch mindestens auf die höchste Wasserhöhe bei vollarbeitendem Überfall berechnet und gebaut werden (in Deutschland sogar, unter der Annahme einer Verstopfung des Überfalls, für Wasserstand auf Mauerkronenhöhe: Die zwischen höchstem Wasserstand und Überfallkrone angesammelte Wassermenge läuft also, auch wenn der Hochwasserguß im Einzugsgebiet schon aufgehört hat, unaufhaltsam ab und ist für die Ausnutzung fast völlig verloren, eben so der betreffende Mehrdruck.

Digitized by Google

Um anschauliche Zahlen zu geben, seien aus dem zweiten Teile dieses Buches folgende Feststellungen in Erinnerung gebracht:

Der Kubelweiher hat eine Überfallstrahlstärke von 0,5 m, entsprechend einer Aufspeicherung von 86 000 cbm über dem „Stauziel" = Überfalloberkante. Der gesamte Nutzinhalt des Beckens beträgt nur rd. 1,4 Mill. cbm, es handelt sich also um 6 % des Weiherinhalts, die nicht ausgenutzt werden können. Der Arbeitswert dieser Wassermasse berechnet sich nach S. 665 bei einem mittleren Nutzgefälle von 92,2 m zu 15 000 KWstd im Geldwert von mindestens $0{,}045 \cdot 15\,000 = 675$, und bei zweimaliger Entleerung, wie sie hier möglich ist: auf 1350 M/Jr oder, mit 6 % kapitalisiert, auf 22 000 Mark Anlagewert.

Bei der Talsperre von Rochebut ist die Strahldicke sogar 2,9 m (die Überfallmenge = 1300 cbm/sek). Der über „Stauziel" liegende Stauraum ist dabei = 6 000 000 cbm, bei einem sonstigen Nutzraum von 20 000 000 cbm. Der Arbeitswert der über Stauziel liegenden Wassermenge ist (nach Abb. 351, 361) rd. 500 000 KWstd (einmalige Entleerung) und der Geldwert: $0{,}045 \cdot 500\,000 = 22\,500$ M/Jr, oder mit 7 % kapitalisiert, rd. 320 000 Mark Anlagewert!

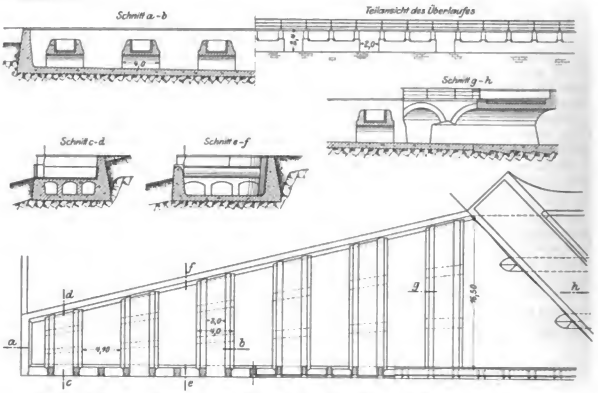


Abb. 819. Möhnetalsperre. Älterer Entwurf eines Hangüberfalls in aufgelöster Anordnung. Maßstab 1:450.

Beim Löntschwerk ist der so unausgenutzte Stauraum bei 1,35 m Strahlstärke 4,08 Millionen cbm oder nach früherem gleichwertig 2,6 Millionen KWstd/Jr. Der Geldwert ist mindestens $0{,}032 \cdot 2\,600\,000 = 83\,000$ M/Jr. Mit 7 % kapitalisiert gibt das 1 180 000 Mark Anlagewert.

Es handelt sich also hier tatsächlich um anschnliche Werte, die verloren gehen, und es ist nur natürlich, daß schon vielfach Versuche gemacht worden sind, hier Verbesserungen anzubringen. Die bloße Verlängerung der Überfallkante ist, wenn überhaupt nach Lage der Örtlichkeit möglich, meist viel zu teuer. Man hat es daher, wie schon bei den festen Wehren ausgeführt (S. 861), mit aufgelösten Formen versucht. Eine solche zeigt die Urfttalsperre (Abb. 454), wo einzelne kleine Bogenwehre aneinander gereiht sind. Im ersten Entwurf der Mölnetalsperre waren die Sammelkanäle der dort noch angenommenen Hangüberfälle durch eine große Zahl schmaler Kanalbrücken überwölbt, über deren Ränder nach beiden Seiten das Wasser überstürzen sollte (Abb. 819): Alle derartigen Formen sind zwar billiger als eine bloße Verlängerung eines einfachen Überfalls, aber auch noch teuer ge-

Digitized by Google

nug, weil sie viel Schalung und Sichtflächenarbeit verlangen. Außerdem sind sie aber nur bis zu einer gewissen Grenze wirksam, da man unter 25 bis 30 cm Überfallhöhe (260 bis 360 lit/sek auf den Meter Überfallkante) praktisch kaum heruntergehen kann.

Das gegebene Auskunftsmittel sind natürlich auch hier die selbsttätigen Verschlüsse. Ihrer Einführung steht nur leider ein alt eingewurzeltes Vorurteil entgegen. Doch wird sich dieses gegenüber neueren gut ausgeführten Konstruktionen auf die Dauer kaum aufrecht erhalten. Beispielsweise wäre die Untergewichtsklappe der „Stauwerke" Zürich (Abb. 637, S. 857) eine recht geeignete Bauweise, auch das Engelmannsche Überfallturmringschütz (Abb. 817) würde sich wegen seiner leichten Beweglichkeit wohl gut zum Umbau auf selbstätige Wirksamkeit eignen.

Damit diese Verschlüsse nicht zu teuer werden, dürften sie natürlich nicht lang, das heißt: die Strahldicke des Überfalls müßte nicht zu klein, mindestens doch gleich 1 bis 2 m gewählt werden.

Da die Überfälle im allgemeinen in höherem Maße nur bei Tauwetter beansprucht werden, brauchte man wegen etwaiger Störungen durch Eis nicht sehr in Sorge zu sein, namentlich da eine so peinlich genaue Regulierung wie bei Niederdruckwehren nicht un

Abb. 820. Talsperre und Kraftwerk am Steyrdurchbruch.

bedingt nötig. Es muß allerdings zugegeben werden, daß diese Selbstregler, weil sie Eisenkonstruktionen und bewegliche Teile erhalten, in der Unterhaltung verhältnismäßig teurer sein werden als einfache, feste Überfälle: Da bietet sich aber zum Glück der Heberüberfall als eine den beweglichen Verschlüssen an Feinheit der Regulierung, dem festen Überfall an Unempfindlichkeit und Einfachheit gleichwertige Lösung an.

An Stelle des früher (bei Mittersheim, S. 863) verwendeten Eisens wird man allerdings heute die Heber für Sperrmauern nur noch als ausgesparte Kanäle in Mauern massiv oder allenfalls als Eisenbetonröhren ausführen.

Abb. 712/13 veranschaulicht die hier etwa anzunehmende Ausführungsweise, die größte Dauerhaftigkeit und — wegen der schlechten Wärmeleitung — größte Unempfindlichkeit gegen Eisstörung als Vorzug in Anspruch nehmen darf. Wenn die Überfalleistung nur kleine Querschnitte verlangt, so kann man die Saugschnauze des Hebers durch ein paar vorgelegte Gitterstäbe gegen das Eintreiben größerer Hölzer, einzelner Eisschollen usw. schützen. Außerdem hat man es natürlich immer in der Hand, bei schwierigen Hochwasserverhältnissen neben einer Reihe von breiten Heberkanälen noch eine oder zwei sehr weite, vielleicht 10 bis 15 m breite Freiüberfallöffnungen mit selbsttätigen oder von Hand zu

Digitized by Google

öffnenden Klappenverschlüssen oder vielleicht einen offenen Eisüberfall für nur 30 bis 40 cm Überfallstrahldicke anzuordnen, denen alle größeren Schwimmkörper durch Leitflöße zugeführt werden könnten. Da die Natur des Hebers es gestattet durch bloße Verlängerung des Saugschenkels sehr bedeutende Wassergeschwindigkeiten (bis zu etwa 7 m/sek) zu erzeugen, so gestattet diese Bauweise erst die größte Ausnutzung der Breitenausdehnung.

Nach allem muß man gerade den Heberüberfall als eine für Talsperren vorzugsweise geeignete Anordnung anerkennen, und es ist zu erwarten, daß diese Bauweise, wenn erst ihre Vorzüge allgemein bekannt und alte unhaltbare Vorurteile völlig beseitigt sind, eine große Zukunft haben wird.

Inzwischen hat man schon bisher sich vielfach durch Anwendung nicht-selbsttätiger Verschlüsse geholfen. Das ist z. B. der Fall bei Villeguesin (Abb. 763), Wienerbruck (Abb. 817), auch Mauer (Abb. 422): für Einfallschächte; bei Solingen (mit 60 cm hohen Stauaufsätzen, S. 609), bei der Urfttalsperre mit Einzelschützen (Abb. 454) und bei Freiburg in der Schweiz (S. 834, Abb. 613): für Hangüberfälle; bei einer kleinen 14 m hohen Sperre am Steyrdurchbruch (Abb. 820), bei zwei amerikanischen Sperrmauern, dem Lagrange und dem Folsom-Damm in Kalifornien, ferner am Erddamm von Ruthken (S. 1016): für Kronenüberfälle. (Am Steyrdurchbruch sind vier 1 m hohe und je etwa 10 m weite Hubschützen auf der Krone einer 14 m hohen Mauer angeordnet. An den beiden amerikanischen Mauern, die beide etwas um 30 m Höhe haben, sind 1,5 bzw. 1,8 m hohe Klappenaufsätze, gestützt und angetrieben durch Preßwasserkolben, nach Art der Anordnung von Abb. 821 angebracht. Die Überfallmenge beim Folsom-Damm steigt dabei bis auf 2850 cbm/sek[1]). Auch die Senkschützen des Wisconsinwehres und die Senksegmente von Lockport und Hemelingen sind als konstruktiv sehr gut auf Talsperren übertragbare Anordnungen anzuführen.

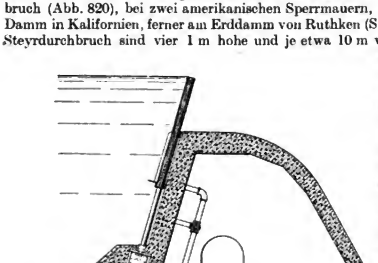


Abb. 821. Aufsatzschützen mit Druckwasserbetrieb nach Ambursen.

Im ganzen sind freilich die nicht selbsttätigen Überfallverschlüsse, namentlich in Deutschland und Frankreich, noch verhältnismäßig selten. Man hat das gegen sie gehegte Vorurteil noch sehr zähe festgehalten, als man sich schon längst damit abgefunden hatte, bewegliche Wehre mit Hand- und Maschinenantrieb, in sehr bedeutenden Abmessungen in den großen Strömen zu dulden, wo doch die Folgen selbst einer kleinen Verzögerung in der Bedienung sich viel stärker und schneller fühlbar machen müßten. Tatsächlich kann man in dieser Beziehung den Talsperren trotz ihrer größeren Stauhöhen keine Sonderstellung einräumen, im Gegenteil darf man sagen, daß sie mit ihren großen Stauflächen eine gewisse selbsttätig wirkende Sicherheit in sich bergen, die den Flußwehren abgeht. Nimmt man noch die Mittel des heutigen Hochwassermeldedienstes und die zu voller Betriebssicherheit entwickelten elektrischen Fernmelder und Lärmpegel zu Hilfe, so hat man wirklich alle Sicherheit, die man billigerweise verlangen kann.

Erfreulicherweise scheint sich neuerdings diese Ansicht ganz von selbst allmählich durchsetzen zu wollen und es ist unter anderem besonders beachtenswert, daß der Erbauer der schlesischen Talsperren, Königl. Baurat Bachmann, auf Grund der im Betrieb gewonnenen Erfahrungen sich auch für Anwendung beweglicher Verschlüsse ausspricht[2]).

[1]) Schuyler, S. 686 ff.
[2]) C. d. Bv. 19. VI. 1909.

Digitized by Google

Die Antrieb-Verschlüsse sollten allerdings die selbsttätigen nicht ganz verdrängen, und könnten beispielsweise sehr gut neben einer Reihe von Hebern angewendet werden, welch letztere ja in ihrer großen Einfachheit und Wohlfeilheit große Vorzüge besitzen. Wenn aber die Anwendung der von Hand zu betätigenden Verschlußformen nur dazu beiträgt, das Vorurteil zu beseitigen, das vielfach überhaupt noch der Benutzung beweglicher Aufsätze jeder Antriebsweise entgegengebracht wird, so haben sie schon etwas Gutes geleistet.

Gesamtanordnung der Entlastungsanlagen.

Nachdem bisher die einzelnen Formen der Entlastungsbauwerke für sich besprochen worden sind, muß auch noch kurz die Frage gestreift werden, in welchem Umfang die verschiedenen Arten nebeneinander an derselben Talsperrenanlage vorteilhafterweise verwendet werden.

Im allgemeinen wird man weder Grundablaß noch Überfall entbehren können. Der erstere dient zum willkürlichen Ablassen von Wasser bei tiefstehendem Stauspiegel und in gewissem Maße auch zur Ausspülung von Schlamm, der sich vor der Talsperre abzusetzen pflegt (schwerere Sinkstoffe, Sand und Kies fallen größtenteils schon weit oben im Becken, hinter dem Gefällsbruch der Staulinie aus). Der Überfall dagegen ist nötig, um Eisschollen und Schwimmholz bei gefülltem Becken abzuführen. Für die Hochwasserentlastung wird meist dem Überfall die größere Leistung zuzuweisen sein — ganz abgesehen von der Frage der selbsttätigen Wirkung, die ja nach Obigem nicht als unbedingt ausschlaggebend anerkannt werden darf — einfach deshalb, weil die Grundablässe im allgemeinen auf den Wasserdurchlaß als Einheit bezogen, viel teurer werden als Überfälle unter einigermaßen günstigen Verhältnissen.

Über den Wert der in halber Höhe angeordneten Mauerdurchlässe wurde bereits oben dahin entschieden, daß sie in den meisten Fällen durch etwas reichlichere Bemessung der Grundablässe mit Vorteil entbehrlich gemacht werden können, wenn man überhaupt die ihrer Anwendung zugrunde liegende Forderung der Innehaltung des „Gefahrwasserstandes" als berechtigt anerkennen will.

In bezug auf die weitere Ausgestaltung der Überfälle und Grundablässe ist in dem mehrfach erwähnten Meinungsaustausch Bachmann-Mattern auch (von Mattern) die Ansicht ausgesprochen worden, daß eine möglichst weitgehende Auflösung (Dezentralisation) dieser Anlagen vom Standpunkt der Betriebssicherheit verlangt werden müsse. Daran ist gewiß so viel berechtigt, daß man die Grundablaßleistung auf eine nicht zu kleine Zahl von Rohren zusammenhäufen soll, um beim Versagen eines Schiebers nicht einen zu großen Ausfall zu erleiden, auch daß man die Strahldicke der Überfälle nicht allzu groß, je nach Mauerform und Felsbeschaffenheit, nehmen darf, um die Angriffe des Absturzes nicht auf übertrieben engen Raum zusammenzudrängen. Dagegen wäre es zu weit gegangen, wenn man von diesem Standpunkt aus breit ausgezogene Hangtreppen, wie sie in der Urfttalsperre und am Crotondamm angewendet sind, als die Regel aufstellen oder höhere Mauerüberfälle von 2 bis 3 m Strahlstärke und Einfalltürme mit mehreren hundert Kubikmetern Sekundenleistung als unzulässig erklären wollte. Auch wird man es im allgemeinen ruhig unterlassen dürfen, einen Umleitungsstollen in zwei symmetrische Züge aufzulösen, wie es bei Marklissa im Gegensatz zu „Mauer" noch geschehen ist. Ebenso darf man dort, wo ein solcher Grundumleitungsstollen angelegt ist, die Mauerdurchlässe auf ein oder zwei mäßig große Rohre einschränken, die ausreichen, um in Notfall das Becken bei mittlerer Wasserführung ohne Zuhilfenahme von Pumpen völlig zu entleeren, Anordnungen wie sie unter anderen an der Möhne-, Queiss-, Bober-, Shoshone-, Chersperre getroffen sind. Wo aber die Örtlichkeit es vorteilhaft bzw. möglich macht, den Umfahrungsstollen ganz weg zu lassen, darf man ruhig die im Mauerfuß einzubauenden Grundablaßrohre dicht zusammenlegen, wie es bei der Edersperre geschehen ist: Wirtschaftlichkeit der Ausführung wie Einfachheit der Bedienung gewinnen durch derartige Anordnungen in gleicher Weise, und die anzuwendenden Befestigungen und Schutzarbeiten werden im ganzen auch weniger Aufwand verlangen, wenn sie schon im einzelnen stärker, umfangreicher und sorgfältiger anzulegen sind, weil eben doch die örtliche Zusammenlegung meistens eine bessere Ausnutzung der aufgewendeten Baumassen gestatten wird.

Digitized by Google

Kiesspüler und Gefälleschoner.

Kiesspüler. In stark geschiebeführenden Flüssen erhebt sich neben den allgemein beim Talsperrenbau gegebenen Fragen und Schwierigkeiten eine ganz eigenartige neue: die Störungen zu beseitigen, die sich aus der notwendigerweise eintretenden Unterbrechung der Geschiebeabfuhr ergeben: Die groben Geschiebe fallen, wie eben kurz erwähnt, schon weit oberhalb der Talsperre aus, und rücken erst allmählich mit fortschreitender Querschnittsverengung nach unten vor. Wenn es daher schon schwer bzw. nur teilweise möglich ist, die in der Nähe der Sperre ausgefällten feinschlammigen Sinkstoffe durch Ziehen der Grundschleusen zum Abtreiben zu bringen, so ist das für die gröberen Geschiebe ganz ausgeschlossen. Ihr Verbleiben in der Sperre hat aber neben dem augenfälligen Nachteil der Verminderung des Nutzraumes[1]) noch die weiterreichende Folge, daß der seiner Geschiebe entledigte Fluß sein Arbeitsvermögen im Unterlauf austobt und dort starke Sohlensenkungen mit allen schlimmen Gefolgeerscheinungen, als Uferanbrüchen, Pfeilerunterwaschungen usw. hervorbringt.

Es ist das Verdienst bayrischer und österreichischer Ingenieure zuerst, noch in jüngster Zeit[2]), auf diese Zusammenhänge aufmerksam gemacht und Mittel zur Abhilfe ersonnen zu haben.

Zwei Mittel kommen im allgemeinen als technische Möglichkeiten in Betracht:

1. Anlage von Vorbecken in Verbindung mit Bagger- und Transporteinrichtungen, um das von einem Hochwasser beigeführte Geschiebe alsbald nach dem Ablauf der Flut ins Unterwasser zu fördern.
2. Anlage von Kanälen oder Stollen mit starkem Gefälle, die das ausfallende Geschiebe in gleichem Maße, wie es zuläuft, vom Gefällsbruch der Spiegellinie weg unter dem Stauspiegel hin im natürlichen Spülverfahren nach dem Unterwasser verbringen.

In beiden Fällen kann man noch, um anfänglichen Störungen vorzubeugen, den Aushub der Sperrenbaugrube im Unterwasser ungeschützt liegen lassen, um so dem Wasser Stoff zur künstlichen Selbstbelastung zu geben und seine Neigung zur Sohlenvertiefung zu brechen.

Das erste Mittel hat gegenüber dem zweiten den grundsätzlichen Nachteil, daß es in Wirklichkeit nur stoßweise und erst hinter dem Hochwasser her angewendet werden kann, außerdem erfordert es bei irgendwie größeren Wasser- und Geschiebemengen maschinelle Einrichtungen und umfangreiche menschliche Hilfsarbeit, die vielleicht in abgelegenen Gegenden für solche nur vorübergehende Betriebsweise nicht leicht zu beschaffen ist. Auf der andern Seite ist es für Flüsse mit schwächerer Geschiebeführung, die vielleicht nur selten, bei ganz großen Hochwassern sofortiges Eingreifen verlangt, ein Vorzug dieses Verfahrens, daß es mit verhältnismäßig geringer Kapitalanlage die Ausgaben dem Bedürfnis aufs beste anzupassen erlaubt.

Bei starker Geschiebeführung und gefällreichen Flüssen kommt das zweite Verfahren, wegen seiner höheren Leistungsfähigkeit und der wertvollen Eigenschaft, den Kiesstrom überhaupt nie zu unterbrechen, in Vorteil. Der bei ihm eintretende erhebliche Wasserverbrauch darf allerdings bei Sperren mit größerer Ausbauziffer nicht unberücksichtigt gelassen werden.

Hierbei wird nach Vorschlag von Krieger kurz unterhalb des dem Mittelwasserabfluß und gefülltem Becken entsprechenden Gefällsbruches ein niedriges Wehr oder eine Sohlenschwelle angelegt, die den Geschiebestrom nach dem Einlauf eines, gewölbt oder in Eisenbeton im Flußbett anzulegenden Kanalstollens leitet. Dieser kann nach Belieben geöffnet oder geschlossen werden, und führt somit als „Grundablaß" einen großen Teil der Hochwassermenge und annähernd alles beigeführte Geschiebe ins Unterwasser ab.

Für einen wirklichen Fall hat Krieger die in Abb. 822 skizzierte Anordnung auf folgenden Grundlagen entworfen:

---

[1]) Z. B. teilt Schuyler (Eng. News 30. III. 1911) von der Sweetwatersperre mit, daß in 22 Jahren (1888—1910) der Stauraum durch Verkiesung von 28 Mill. cbm auf 25, das ist um 10% vermindert wurde.

[2]) Königl. Bauamtsassessor Krieger-München in Z. f. Ww. 20. III. 1908; Ingenieur Max Singer-Wien in Z. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1909, S. 818; Ingenieur Schnell-Wien in Z. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1910, S. 383.

Digitized by Google

Sohlengefälle: 1:200, Geschiebebewegung einsetzend bei 30 cbm/sek Wasserführung, Talsperre 10 m hoch.

Der geplante Spülkanal (mit Holzbelag u. dgl. gut gegen Ausschleifen zu schützen) hat 6 qm Lichtfläche und schluckt bei einer Wasserüberdeckung von 3 m 25 cbm/sek mit einer Einlaufgeschwindigkeit von 7,6 m/sek. An der Talsperre ist der Kanal durch eine Schütze abgeschlossen, die eine Regulierung der Abflußmenge erlaubt.

Die Kosten der Ausführung berechnet Krieger auf 350 M. für den Meter Kanallänge, also im ganzen, da der Kanal 1250 m lang angenommen ist, auf 430 000 Mark. Man sieht: es handelt sich, trotzdem die Gefällsverhältnisse günstig liegen, um sehr bedeutende Anlagewerte, die da in Betracht kommen. Man wird daher im Einzelfalle sehr genau zu rechnen haben, um die überlegene Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens gegenüber dem etwas roher anmutenden der maschinellen Baggerung sicherzustellen. Jedenfalls kann man aus dieser Zahl schon entnehmen, daß die Frage der Kiesspülung unter schwierigen Geschiebeverhältnissen von einschneidendster Bedeutung für die wirtschaftlichen Verhältnisse eines Betriebs werden kann.

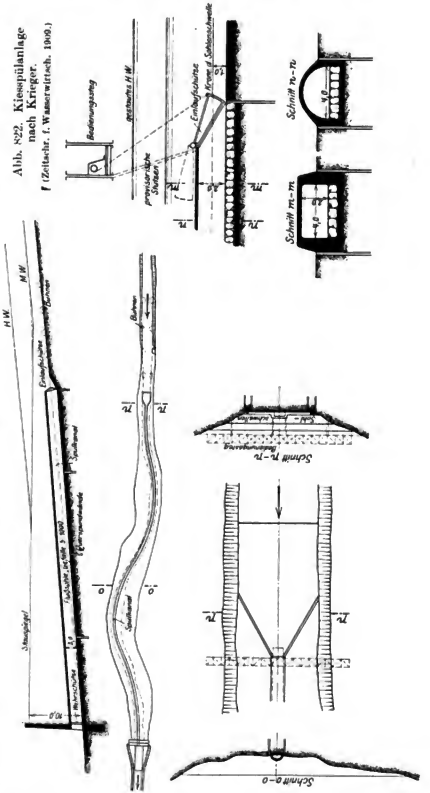


Abb. 822. Kiesspülanlage nach Krieger. (Zeitschr. f. Wasserwirtsch. 1909.)

In noch vollkommenerer, aber auch noch kostspieligerer Weise als der eben beschriebene Entwurf wollen die von Ing. Singer und Schnell aufgestellten Lösungen die Kiesgefahr bekämpfen. Sie ordnen am Gefällsbruch eine vollständige Wasserfassung mit Stauwehr und Klärbecken an und lassen den ganzen Zufluß erst das Klärbecken durchfließen, so weit er nicht schon vorher durch einen in das Flußbett vorgestreckten Umlaufkanal bei Hochwasser mitsamt dem anlaufenden Geschiebe in den Spülkanal geleitet wird. Dieser ist bei Singer als Druckstollen, bei Schnell wieder als Eisenbetonrohr im Talgrund gedacht.

Die Schnellsche Anordnung ist wegen der eigenartigen Ausbildung der Becken

Digitized by Google

speisung bei Hochwasser ganz geschlossen angenommen, so daß alles zufließende Wasser durch das „Schotterrohr" und bei Hochwasser zum Teil noch durch ein zur Entlastung des ersteren angelegtes offenes Leerlaufgerinne gehen muß. Auf das Schotterrohr ist noch oberhalb der Staumauer ein Schacht aufgesetzt, in dem das Wasser emporsteigt, um je nach Beckenfüllung und Stellung des in Unterwasser führenden Grundablaßschützes in das Becken überzufallen. Dabei sollen nur die feinsten Schlammteilchen mitgerissen werden, während Sand noch aus dem langsam aufsteigenden Wasser ausfallen soll.

Gefälleschoner. Auch diese Anordnung ist natürlich sehr teuer, soll aber dadurch rentabler gemacht werden, daß der Steigschacht in Verbindung mit einem zweiten „Fallschacht" gebracht wird, der als Gefälleschoner wirkt in derselben Weise, wie dies vom Verf. d. B. in Z. f. W. 20. 8. 1911[1]) angedeutet ist. Zu diesem Zweck sind die beiden Schächte oben durch einen um das Reibungsgefälle des Schotterrohrs unter dem oberen Wehrstau liegenden Querstutzen verbunden, und der Fallschacht, der das Wasserschloß der Turbinendruckleitung vorstellt, hat unten gegen das Staubecken zu eine nach innen aufschlagende Klappe: das Wasser im Turm stellt sich daher immer nahezu auf die Höhe des vollen Stauziels ein. Nur in den Stunden starker Belastung bei gleichzeitigem Niederwasser, wo der Zufluß durch das Schotterrohr zur Bedarfsdeckung nicht ausreicht, sinkt der Spiegel im Steigschacht etwas unter den Beckenspiegel, damit Zuschußwasser durch die selbsttätige Klappe aus dem Becken in den Turm eintreten kann.

Bei einer Sperre, wo man wegen schwacher Geschiebeführung ein Schotterrohr an sich nicht braucht, würde es bei geeigneten Geländeverhältnissen vorteilhafter sein, nach Vorschlag a. a. O. S. 292 einen offenen Hangkanal als Gefälleschoner, wieder in Verbindung mit einem Fallschacht, anzulegen, der nur etwa für die mittlere Tagesleistung außerhalb der Lichtzeit angelegt werden müßte. Da die wenig geschiebeführenden Flüsse, beispielsweise die der deutschen Mittelgebirge, auch meist entsprechend weniger Gefälle aufweisen, müssen die örtlichen Verhältnisse allerdings schon günstig sein, wenn sich die Einrichtung lohnen soll, da recht bedeutende Kanallängen in Frage kommen können. Am vorteilhaftesten liegen die Dinge im allgemeinen wohl noch bei den Hochwasserschutzsperren, deren Stauspiegel betriebsplanmäßig ja die meiste Zeit des Jahres tief unter dem Hochwasserstauziel gehalten werden muß (in Marklissa 9,0, in Mauer 17,4 m).

Zur Veranschaulichung folgt hier eine Wirtschaftlichkeitsberechnung für eine bei „Marklissa" angelegt gedachte Gefälleschoneinrichtung.

Untersuchung der Wirtschaftlichkeit eines Gefälleschoners. Im Anschluß an die Berechnung der monatlichen Leistungen (S. 645) wird die Vermehrung der Arbeitsausbeute durch den Gefälleschoner unter folgenden Voraussetzungen ermittelt:

1. Lastlinien: für Januar bis März und Oktober bis Dezember einschl.:

10 Stdn.:	0,6	der	Höchstlast
2 „	1,0	„	„
12 „	0,2	„	„

$\beta = 43\,\%$,

für April bis September einschl.:

10 Stdn.:	0,6	der	Höchstlast
2 „	0,4	„	„
12 „	0,2	„	„

$\beta = 38\,\%$,

im Mittel: $\beta = 40\,\%$.

Dabei wird im Winter für $100 \cdot (10 \cdot 0{,}6 + 2 \cdot 0{,}6 + 12 \cdot 0{,}2) : 10{,}4 = 92\,\%$ der Gesamtarbeit das Gefälle geschont, im Sommer für $100\,\%$, im Jahresmittel für rd. $95\,\%$ mit Berücksichtigung der verschiedenen Werte β.

2. Die anzulegende Umleitung wird etwa 3,7 km lang. v_n sei $= 1{,}5$ m/sek angenommen. Höchstleistung: 3000 PS bei $h =$ rd. 30 m (Nutzgefälle) $Q_{max} = 10$ cbm/sek.

Q_n daher $= 0{,}6 \cdot 10 = 6$ cbm/sek; $F = 4$ qm (Kanalgefälle $=$ rd. $1\,\%$),

Kosten des Kanals rd. $3700 \cdot 135 =$ rd. 500 000 M.

[1]) Unabhängig von der Ende Juni 1910 veröffentlichten Schnellschen Lösung.

Digitized by Google

3. Arbeitsgewinn in der Zuflußarbeit: Bei der Berechnung ist berücksichtigt, daß in den Zeiten, wo Aufspeicherung stattfinden kann, ein Arbeitsverlust eintritt dadurch, daß die durch Gefälleschoner erübrigte Zuflußarbeit auf einem mehr oder minder tieferen Spiegel aufgespeichert werden muß. Das Ergebnis folgt hier:

Arbeitsgewinn in Marklissa durch Benutzung eines Gefälleschoners:

	Mehr Überschuß KWstd	Weniger Mangel KWstd
April	—	—
Mai	—	—
Juni	33 000	—
Juli	—	48 400
August	—	10 800
September	—	29 400
Oktober	—	70 500
November	—	221 000
Dezember	—	240 000
Januar	310 000	—
Februar	—	—
März	—	—
Jahr	343 000	620 000

Rechnet man den Überschuß mit nur 3,5 Pfg., den Mangel (Dampfleihkraft) mit 4,5 Pfg/KWstd, so erhält man eine Jahresersparnis:

$$343\,000 \cdot 0{,}035 = 12\,000 \text{ M.}$$
$$620\,100 \cdot 0{,}045 = 28\,000 \text{ „}$$
$$\text{Im ganzen } 40\,000 \text{ M.}$$

Ihr stehen folgende Mehrausgaben gegenüber:

Anlagekosten:

Festes Wehr als Wasserfassung	rd.	40 000 M.
Kanal		500 000 „
Eisenbetonturm als Wasserschloß: 8 m weit, 35 m hoch = 1750 cbm Luftraum zu 20 M.		35 000 „
Für reichlichere Ausstattung der Rohrleitungen, Schieber, Klappen, Kanaleinlaß		100 000 „
Summe		675 000 M.

Zins: 4,5 %, Unterhalt und Abschreibung im Mittel 1,0 %.
Jahreskosten: $0{,}055 \cdot 675\,000 = 37\,200$ M.

Von den oben errechneten Ersparnissen von 40 000 M/Jr bleiben also noch rd. 3000 M/Jr im Kapitalgleichwert von nur 55 000 M. übrig, so daß die Wirtschaftlichkeit der Gefälleschoneranlage im angenommenen Falle recht zweifelhaft genannt werden muß. Unter günstigeren Verhältnissen (größere Stauhöhe in einem steileren Tale, das also keine Verlängerung der Kanalanlage verlangte, oder bei einem größeren freizuhaltenden Hochwasserschutzraum, würde sich ein günstigeres Verhältnis ergeben haben.

Auch bei einer reinen Kraftwassersperre ist die Rentabilität des Gefälleschoners nicht unbedingt ausgeschlossen, weil hier, wegen meist größeren Ausbauverhältnisses, die Zeit der Absenkung länger und diese selbst größer sein wird, wenn dafür auch die Bedingung der Freihaltung des oberen Schutzraumes entfällt.

Digitized by Google

II. Triebwasserleitungen.

Die Aufgabe der Triebwasserleitungen ist es (vgl. 1. Hauptteil S. 40), das Betriebswasser von der Fassungsstelle vor die Turbinen zu bringen. Damit sie dies in möglichst wirtschaftlicher Weise erfüllen, sollen sie mit möglichst geringem Gefällsverlust arbeiten, dabei gleichzeitig möglichst wohlfeil in der Herstellung und in der Unterhaltung billig sein, endlich sollen sie möglichst geringe Wasserverluste verursachen.

Die Schwierigkeiten, die sich der gemeinsamen Erfüllung dieser Aufgaben entgegenstellen und die Mittel bzw. Bauformen zur Erzielung der „vorteilhaftesten" Lösung sind ebenso mannigfaltig, wie es die äußeren Vorbedingungen, in Geländegestaltung, geologischem Schichtenaufbau, in klimatischen und Wasser-Verhältnissen sein können.

Querschnittgröße. Bei gegebener Normalwassermenge, bzw. gegebener Schluckfähigkeit der Turbinen, ist die Bemessung der Querschnittsgröße unmittelbar bestimmend für die größte auftretende Strömungsgeschwindigkeit.

Folgende praktisch wichtige, rein technischen Gesichtspunkte kommen dabei ins Spiel: eine gewisse, je nach der Natur des Bodens, oder, bei künstlichen Gerinnen: der Auskleidung, anzunehmende Höchstgeschwindigkeit darf nicht überschritten werden, damit die Kanalwandungen nicht angegriffen werden. Eine hierauf bezügliche Zahlenreihe ist Seite 59 bereits wiedergegeben.

Auch wo diese Rücksicht an sich noch eine höhere Geschwindigkeit zulassen würde, kann unter Umständen bei offenen Kanälen die Frage des Eisschutzes eine Einschränkung der Strömung erwünscht machen. An Flüssen, die viel Grundeis, namentlich Nadeleis führen, ist es eines der besten Abwehrmittel: den Oberkanal, wo er nicht im Stollen liegt, sich mit einer Eisdecke überziehen zu lassen, die den Wärmeverlust durch Ausstrahlung verhindert und so bei längeren Kanälen einen Teil des Eises wieder zum Schmelzen bringt.

Eine derartige Praxis wird beispielsweise in Olten-Aarburg (S. 734) ausgeübt und sogar mit großem Vorteil auf die Stauhaltung im Aarefluß ausgedehnt. Man pflegt dort in betriebsschwachen Stunden die Niederdruckanlage für einige Stunden ganz abzustellen, um die Einleitung der Eisbildung zu beschleunigen. Bei kleineren Kanälen kann man auch, nach Lüschers Vorschlag durch zahlreich eingelegte Schwimmbalken eine Verzögerung der Oberflächenströmung und damit beschleunigte Eisbildung erreichen. Die Geschwindigkeitsgrenze mit Bezug auf Möglichkeit der Eisbildung ist natürlich von den klimatischen Verhältnissen abhängig, nach Lüscher kann man sie für schweizerische Verhältnisse in niedrigen Lagen bei etwa 0,8 m/sek mittlerer Geschwindigkeit annehmen, Olten-Aarburg hat bei Vollast 1,0 m/sek mittlere, also etwa 1,25 m/sek Oberflächengeschwindigkeit.

Es braucht kaum besonders betont zu werden, daß die Benützung der Eisdecke als Grundeisschutz eine sehr sorgfältige Betriebsführung und geeignete Betriebsverhältnisse zur Voraussetzung hat: der Kanal- und Stauspiegel muß, einmal mit Eis bedeckt, ganz unverändert gehalten werden, damit das Eis nicht aufbricht und, vor den Rechen treibend, größeres Unheil schafft als es verhüten sollte: Wo also z. B. Ausnützung des Oberkanals zur Aufspeicherung nötig ist, kann man das Verfahren von vornherein nicht anwenden, und da, wo sehr strenge Winter die Regel sind, kann es sich auch in anderer Beziehung als zweischneidige Maßregel erweisen, wenn es zum Ausfrieren des Oberkanals führt[1]). Darum

[1]) Vgl. die sehr interessanten Mitteilungen von Betriebsdirektor v. Winkler-Klagenfurt, S. 1244 dieses Buches.

Digitized by Google

ist der Anwendungsbereich des Verfahrens, das bei vorsichtiger, durch Erfahrung geleiteter Handhabung zweifellos nützlich ist, doch ein beschränkter, und die Fälle, wo man bei der Querschnittsbemessung eines Kanals hierauf Rücksicht nimmt, werden nicht allzu häufig sein. Daß zu den angeführten, die Geschwindigkeit nach oben begrenzenden Rücksichten bei Druckleitungen noch der Zusammenhang mit der Turbinenregulierung bzw. die Notwendigkeit, gefährliche Stöße zu verhüten kommt, sei hier vorerst nur erwähnt (Ausführliches im Abschnitt: Entlastung, S. 1206 ff.).

An Flüssen, die häufig ein stark mit Sinkstoffen beladenes Wasser führen, ergibt sich auch eine untere Grenze für die Strömungsgeschwindigkeit aus der Forderung, Ablagerungen im freien Gerinne, das heißt an allen nicht besonders dazu ausersehenen (und mit Spülvorrichtungen oder Baggeranlagen ausgestatteten) Stellen möglichst zu verhindern.

Für eingeschwemmten Kies und Sand wird sich das allerdings nicht immer verhindern lassen, weil die Sohlengeschwindigkeit immer um ein Mehrfaches unter der mittleren des ganzen Querschnitts zu liegen pflegt und anderweitige Rücksichten es verbieten können, mit dieser letzteren entsprechend hoch hinauf zu gehen. Aber diese groben Fremdstoffe können ja auch bei einem richtig angelegten Einlaßbauwerk in nennenswerter Menge meist nicht in die Oberwasserleitung eindringen. Schlammablagerungen dagegen werden, wenigstens in rückstaufreien Oberkanälen, bei der schon in Erdkanälen zulässigen Durchschnittsgeschwindigkeit von 0,8 bis 1,2 m/sek sich im allgemeinen in größerem Umfang nicht mehr bilden können. Ein gutes Mittel, um den in dieser Beziehung schädlichen Einfluß der Belastungsschwankungen (schwacher Nachtbetrieb) auszuschalten, bildet die Anordnung einer leistungsfähigen selbsttätigen Entlastung, die den Oberwasserspiegel am Rechen nahezu unverändert hält, so daß auch bei geringer Werksbelastung stets fast die volle Normalwassermenge im Kanal läuft. (Diese Anordnung wird man übrigens vielfach schon deshalb gerne treffen, um bei Kanalstollen ein Unterdruckkommen der unteren Strecken, bei offenen Kanälen aber die Notwendigkeit zu vermeiden, die seitlichen Dämme auf Höhe des Einlaufwasserstandes anzulegen, statt nur auf Vollast-Rechen-Oberwasser, ein Unterschied, der bei langen und gefällsstarken Kanälen (Ventavon!) leicht mehrere Meter ausmachen kann.)

Wirkungsgrad. Endlich ist ein sehr wichtiger Beurteilungsgrund für den zweckmäßigsten Kanalquerschnitt das für die Wasserbewegung aufzuwendende Reibungsgefälle bzw. der entsprechende Arbeitsverlust. Über diese Frage ist bereits im ersten Teile dieses Buches ausführlich gehandelt (S. 147 ff.), sie hat auch mit dem hier behandelten rein Konstruktiven unmittelbar nichts zu tun — dagegen müssen in diesem Zusammenhang einige andere, den Wirkungsgrad mitberührende Einflüsse hervorgehoben werden:

Bei gegebener mittlerer Strömungsgeschwindigkeit läßt sich nämlich der Wirkungsgrad einer Wasserleitung noch durch Beeinflussung des Kutterschen Beiwerts

$$c = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0{,}00155}{\alpha}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{\alpha}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{r}}}$$

verbessern, und zwar, wie man sieht: erstens: durch Verkleinerung der „Rauigkeitsziffer" n. Mit anderen Worten: durch besondere Behandlung der benetzten Wände, also: sorgfältigere Bearbeitung der natürlichen Aushub- oder Ausbruchflächen, Verkleidung mit Mauerwerk, Beton, Aufbringen von Glattstrich, Holzbelag usw. Da all diese Mittel kostspielig sind, ergibt sich auch hier im Einzelfall die Frage: ob der Wirtschaftlichkeit mehr durch Verbesserung des hydraulischen Wirkungsgrades oder durch Einsparung von Anlagekosten gedient ist.

Zweitens läßt sich der Wert c verbessern durch Vergrößerung des „hydraulischen Halbmessers" r. Da $r = \frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{Benetzten Umfang}}$, so läuft dies darauf hinaus: möglichst volle, also bei Erdkanälen beispielsweise: möglichst tiefe Querschnitte anzuwenden. Daß auch diese Forderung in sich einen Widerspruch bzw. die Grundlage zum Auftreten einer wirtschaftlichen Grenze in sich bergen kann, wird an dem eben berührten Beispiele der Erd-

Digitized by Google

kanäle leicht klar, wenn man nur daran denkt, daß Aushub unter Wasser (Grundwasser) im allgemeinen erheblich teurer ist als solcher im Trockenen und andere wichtige praktisch-technische Gesichtspunkte mehr (später: S. 1082).

Wasserdichtigkeit und Dauerhaftigkeit. Ähnliche wirtschaftlich-technische Gegensätze wie die eben nachgewiesenen müssen sich hinsichtlich der Fragen der Wasserdichtigkeit und Dauerhaftigkeit ergeben: auch hier ist die Anforderung der unbedingten technischen Vorzüglichkeit bedingt und begrenzt durch die mit ihr wachsende Kostspieligkeit der Ausführung, und es handelt sich in allen Fällen darum, die etwa anzuwendenden besonderen Dichtungsmittel in ein richtiges Verhältnis zu dem damit erreichbaren Vorteil zu setzen.

Wichtigkeit einer sorgfältigen Durcharbeitung des Querschnitts. Die jetzt nur ganz kurz und ganz allgemein angedeuteten Leitgedanken für die Ausgestaltung eines Gerinnequerschnitts werden im weiteren noch durch Anwendung auf die verschiedenen Formen der Gerinne anschaulicher gemacht werden; hier soll nur noch ihre hohe wirtschaftliche Bedeutung ausdrücklich betont werden: in der Tat haben ja in zahlreichen Fällen die Triebwassergerinne so bedeutende Längen, daß ein kleiner Gewinn in den Kosten des laufenden Meters sich fürs Ganze zu einer oft schwer ins Gewicht fallenden Summe vervielfachen kann!

Linienführung. Neben der Querschnittsgestaltung bietet aber auch, z. T. eins in eins mit jener, die Linienführung eines Gerinnes genügend Gelegenheit zur Betätigung wirtschaftlicher Grundsätze und konstruktiven Gefühls. Oft wird ja allerdings die Lösung durch die Geländeform, die Bebauungsverhältnisse usw. eng vorgezeichnet und gewissermaßen gegeben sein. — Man denke z. B. an den Seitenkanal von Gersthofen (Abb. 244/45), der einfach möglichst nahe an das Flußufer herausgerückt ist; oder an den Urftstollen (Abb. 448), der auf möglichst kurzem Wege die Flußschleife abschneidet. In anderen Fällen aber liegen die Verhältnisse auch wohl weniger klar und es handelt sich dann darum, mit glücklichem Blick das Richtige herauszufinden und es nötigenfalls durch vergleichende Kostenanschläge als solches zu erweisen — sofern nicht andere als wirtschaftlich-technische Gesichtspunkte noch hereinsprechen. Als Beispiel für die letztere Möglichkeit sei der Oberkanal der Münchener Südwerkes (S. 477) in Erinnerung gebracht, der lediglich mit Rücksicht auf die landschaftliche Schönheit des Isartales im weitausholenden Bogen (mit einem Mehraufwand von 100 000 M.) angelegt werden mußte. In weiterer Beziehung können als Belege dienen: der Sitterstollen des Kubelwerkes (Abb. 425), bei dem die gebrochene, einen Düker enthaltende Linie II hauptsächlich wegen der durch Fensteranwendung vielfach verkürzten Bauzeit den Vorzug erhielt.

Weiter gehören hierher Fragen wie die: welche Bauweise im einzelnen Fall, ja selbst auf einzelnen Strecken einer Umleitung vorteilhafter ist, ob offener Hang-Kanal oder geschlossener, aber druckloser Hangstollen (Urnäschstollen Kubel, Abb. 425), ob es vorteilhafter, eine Bergnase im offenen Kanal zu umfahren oder sie im Stollen zu durchstechen, ob ein Hangkanal eine vorliegende Querrunse besser im Brückenkanal, besser im Düker überschreiten oder schließlich ausholend im Stollen umfahren soll.

Bei diesen und ähnlichen auftauchenden Fragen entscheidet natürlich nicht allein der Kostenanschlag: vielfach sind eben die Gelände- und Bodenverhältnisse, Rutsch-, Steinschlag-, Lawinengefahr, Möglichkeit der Eisbildung usw. wesentlich mit maßgebend.

Im folgenden soll auf diese Fragen der Linienführung nicht mehr ausdrücklich hingewiesen werden (die vorgeführten Beispiele werden an sich hier und da Gelegenheit geben, sich das hier kurz Ausgeführte an Hand der Anschauung in Erinnerung zu rufen), es werden vielmehr die rein konstruktiven, also die Querschnittsgestaltung (im weitesten Sinne) betreffenden Gesichtspunkte in den Vordergrund gestellt und die einzelnen Ausführungen darnach vorgeführt werden. —

Arten. Man könnte die Triebwasserleitungen zu diesem Zweck nach verschiedenen Grundsätzen in Gruppen zusammenfassen:

1. nach der äußerlichen Erscheinung: in offene und geschlossene Gerinne (Kanäle gegenüber Stollen und Rohrleitungen);
2. nach der Herstellungsweise in natürliche und künstliche Gerinne (Kanäle und Stollen in Erde und Fels gegen Gerinne oder Röhren in Holz, Eisen, Eisenbeton usw.);

Digitized by Google

3. nach der hydraulischen Wirkungsweise in druckfreie und Druck-Leitungen (Kanäle und Kanalstollen bzw. -röhren gegen Druckstollen und Druckrohre.

Von diesen systematisch folgerichtigsten Einteilungsgrundsätzen, die sich gegenseitig vielfach überkreuzen, wird im folgenden aus praktischen Gründen teilweise abgewichen und nachstehende Einteilung angenommen:

1. Erd- und Felskanäle } hauptsächlich oberirdische, drucklose Gerinne,
2. Künstliche Gerinne }
3. Stollen } hauptsächlich druckhafte Gerinne,
4. Rohrleitungen }
5. Nebenanlagen von Triebwasserleitungen.

1. Kanäle in Erde und Fels.

Querschnittsausbildung. Die gebräuchlichste und für die Herstellung bequemste Querschnittsform eines Erdkanals ist ein Trapez mit einer der Natur des Untergrundes, bzw. bei Kanälen im Auftrag: des Schüttungsbodens, entsprechenden Böschungsneigung.

Ein solcher Querschnitt hat bei gegebener Wasserquerschnittsfläche den besten Wirkungsgrad, wenn er sich einem Halbkreis umschrieben zeigt, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt[1]).

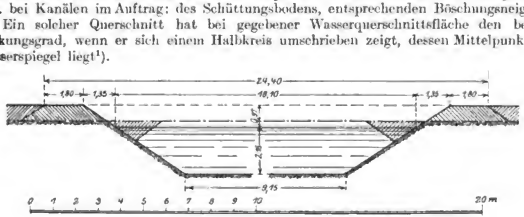


Abb. 823a. Los Angeleskanal. Querschnitte in flachem Gelände. Maßstab 1:190.
(Abb. 823a, b. Städt. Wasserwerk Los Angeles.)

Das ist z. B. mit großer Annäherung bei dem in Abb. 823a gezeigten Querschnitt einer Teilstrecke des Los Angeles-Kanals[2]) (eines, nebenbei der Krafterzeugung dienstbar gemachten, im ganzen über 400 km langen Wasserversorgungszubringers) der Fall, der 23 cbm/sek abzuführen hat.

Wassertiefe. Wie man an diesem Beispiel schon sieht, wird die Wassertiefe bei Erfüllung der Forderung höchster Leistungsfähigkeit verhältnismäßig groß, und das erweist sich in vielen Fällen der Wirklichkeit als ein ernstliches Hindernis für die Durchführung. Bei einigermaßen bedeutenderen Querschnittsinhalten käme man dabei zu bedeutenden Einschnittstiefen und größeren Förderhöhen, würde dabei viel Aushub unter Wasser und hohe, weniger standfähige Böschungen erhalten, was die Kosten gegenüber dem erreichbaren Vorteil vielfach zu sehr in die Höhe treiben würde (vgl. die Kanalquerschnitte von Beznau, Abb. 98, Moosburg, Abb. 298, Gersthofen, Abb. 250 u. a. m.).

Dies macht sich in voller Schärfe allerdings nur bei hochliegenden Kanälen, also: Oberwassergerinnen, geltend, wo man vielfach durch Verflachung des Querschnitts einen gün-

[1]) Tolkmitt. S. 151 ff.
[2]) Annual Report of the Los Angeles Aqueduct und Eng. Rec. 2. VII. 1910.

Digitized by Google

stigeren Massenausgleich im Querschnitt erzielen kann und wo die dabei entstehende Verbreiterung nur den Grunderwerbsanschlag in die Höhe treibt. Bei tiefliegendem Wasserspiegel, also in Unterkanälen oder größeren Geländeeinschnitten, aber auch bei Kanälen im hohen Auftrag kann dagegen allein schon der Vergleich der Anlagekosten einen tieferen Querschnitt im Vorteil erscheinen lassen, weil hier die Ersparnis an Wasserspiegel- bzw. Sohlenbreite sich in dem über Wasser liegenden Einschnitts- bzw. dem unter Sohle liegenden Auftragsteil auch in sehr bedeutende Massenersparnisse umsetzen kann.

An und für sich sprechen freilich noch zwei sehr wichtige Gesichtspunkte für größere Wassertiefe: die bessere Schutzwirkung eines tiefen Kanals gegen Grundeisbildung und -zufuhr bzw. Ausfrieren und die geringere Empfindlichkeit in der hydraulischen Leistung gegen Oberflächeneisbildung und Verkrautung. Je nach Wasserbeschaffenheit und Klima können diese Dinge den tieferen Kanalquerschnitt trotz vielleicht größerer Kostspieligkeit im Einzelfall vorteilhafter erscheinen lassen.

Dagegen sind aber noch weitere nicht unwichtige Gegengründe zu beachten. Die auch bei Anwendung besonderer Dichtungsmittel nicht ganz zu verhindernde Versickerung wächst stark mit der Wassertiefe bzw. dem auf der Sohle ruhenden Druck, und das ist wieder im Auftrag besonders gefährlich, wo dann noch unmittelbar die Frage der Standfähigkeit der seitlichen Dämme hinzukommt.

Diese Frage der Standfestigkeit kann auch im Einschnitt recht kritisch werden, wenn der Kanalspiegel unter dem Grundwasserstand liegt. Quellenbildungen sind dann unvermeidlich und man tut gut, die Böschungshöhe einzuschränken. Als ein besonders drastisches Beispiel einer in dieser Beziehung verfehlten Kanalanlage ist die des älteren Wasserkraftwerkes bei San Giovanni Lupatoto (Verona, bereits S. 888 erwähnt — Abb. 662), die ihre eigenartige, an sich übrigens nicht unbedingt zu verwerfende, Form der ursprünglichen Absicht des Erbauers verdankt: ohne Stauwehr auszukommen. Die große Kanaltiefe, der niedrige, weil ungestaute Kanalwasserstand und die steile Böschungsneigung haben zusammen dahin gewirkt, daß der Kanal wenige Jahre nach seiner Inbetriebsetzung durch den ständigen Wasserstandswechsel und einbrechendes Grundwasser in einen ganz verwahrlosten Zustand versetzt war[1]). (Dieses Beispiel ist übrigens so recht geeignet, die Vorteile eines hohen Wehrstaues auch für die Kanalanlage ins richtige Licht zu setzen, denn ein solcher ermöglicht noch am ersten die Annahme einer großen Wassertiefe, die ja trotz der angeführten Schwierigkeiten an sich immer so weit als praktisch möglich anzustreben ist.

Böschungsneigung. Einfache wirtschaftliche Rücksichten und diejenige des Wirkungsgrades lassen möglichst steile Böschungen als erwünscht erscheinen, doch sollte man, in Voraussicht der späteren Unterhaltungskosten, hierin auch nicht zu weit gehen: Böschungen über 1:1,5, wie man sie ab und zu immer wieder im Kiesboden versucht findet, sind aus diesem Gesichtspunkt unbedingt zu verwerfen; unter 1:2 sollte man hier, wenigstens im benetzten Umfang nicht ohne dringende Not gehen, wenn man nicht später im Betrieb dauernd mit Rutschungen und Kanalverlegungen zu kämpfen haben will. In lehmigen Schichten kann man dagegen, je nach Zusammensetzung, wohl höher gehen, bis auf 1:1,5 bis 1:1, und in Felsarten kann man mit sehr steilen Böschungen auskommen, sollte aber auch hier i. a. nicht über 10 bis 15:1 hinaufgehen.

Wo der Platz sehr knapp ist, also am Fuß von Steilhängen, oder wo man aus besonderen Gründen dem Kanal eine künstliche Überdeckung geben muß, kommt man dann vielleicht zu Formen, wie sie im Entwurf des Werkes Hirschhorn (S. 513, Abb. 317) vorgesehen und am Los Angeles-Kanal ausgeführt sind (Abb. 823b). Wo man etwas mehr in die Breite gehen kann, darf man sich dagegen mehr dem theoretisch leistungsfähigsten Querschnitt nähern, der annähernd doppelt so breit als tief ist (Abb. 822).

Auf welche Schwierigkeiten man andererseits in loseren Bodenarten unter Umständen stößt, zeigt das Beispiel des Unterkanals von Gersthofen (Abb. 250), wo der angetroffene Schwimmsand beim Ausheben des Kanals sehr lebhaft ausfloß und die Böschungen in großem Umfang künstlich durch Auflegen von Kies beruhigt werden mußten (vgl. S. 445).

Für die Beurteilung der Standfähigkeit der Böschungen ist, wie bereits angedeutet, die Lage des Grundwasserspiegels wesentlich, und im allgemeinen ist die Rutschgefahr bei

[1]) Mitteilungen von Herrn Ing. Milani, Dir. d. Soc. Canale Milani in Verona.

Digitized by Google

Druckgefälle vom Kanal nach außen kleiner als bei höher stehendem Grundwasserspiegel. Sehr wesentlich ist es auch, ob der Wasserspiegel im Kanal häufigen, etwa durch Speicherung bedingten Schwankungen unterworfen ist.

Natürlich ergibt sich auch hier wieder ein verschiedener Maßstab, je nach der Einschnittstiefe: Darum hat man beispielsweise beim Gersthofener Unterkanal trotz der eben berührten Schwierigkeiten die (mit Kies beschwerte) Böschung nur $1^1/_2$füßig (gegen 2füßige im Oberkanal) angelegt, und wenn das auch wegen der damit verbundenen Rutschgefahr immer eine riskante Sache genannt werden muß, so ist es doch zweifellos für die über Hochwasser liegenden Böschungsteile allgemein zu empfehlen. — Bei Gersthofen war allerdings noch gleichzeitig der Unterschied zwischen Auftrag und Einschnitt maßgebend, dem je nach der Bodenart mehr oder weniger Gewicht beizulegen ist.

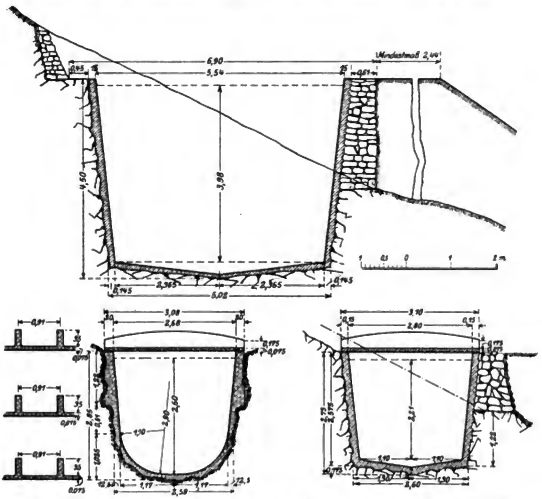


Abb. 823b. Los Angeleskanal. Querschnitte der Gebirgsstrecken. Maßstab 1:100.

Bei Schiffahrtskanälen ordnet man vielfach eine Berme in Höhe des Wasserspiegels an, die, vielleicht noch mit Rohr bepflanzt, die anlaufende Dampferwelle brechen und so die Böschung gegen Ausnagen schützen soll: Abgesehen davon, daß man schon hier über den Wert dieser Anordnung sich streiten kann, liegt bei reinen Triebwasserkanälen schon gar kein Anlaß dazu vor.

Höchstens bei sehr breiten Kanälen, wo die nagende Wirkung der vom Wind erzeugten Wellen, oder bei Speicherkanälen, wo der ständig wechselnde Wasserstand gefährlich werden kann, wird man unter Umständen eine Unterwasserberme als Stützpunkt für einen Wasserlinienschutz aus Pflaster, Betonplatten usw. annehmen, wie dies z. B. beim Beznaukanal geschehen ist (Abb. 98). Aber auch hier wird man bei sehr tiefen Einschnitten zu überlegen haben, ob man die Bekleidung nicht besser auf eine leichte Pfahlreihe absetzt, um an Grunderwerb und Aushubmasse zu sparen.

Digitized by Google

Dagegen ist es umgekehrt wieder in tiefen Einschnitten eher erwünscht, eine schmale Berme über Wasser als Bedienungssteig anzulegen. Diese ist namentlich in stark unter Eisgang leidenden Kanälen unentbehrlich, weil sie der Bedienungsmannschaft einen sicheren Stand beim Auflösen von Eisversetzungen usw. bietet. Sie kann im Notfall auf eine Breite von etwa 60 cm eingeschränkt werden[1]).

Künstliche Befestigungen der Ufer werden vielfach angewandt, um mit allgemeiner Verbesserung der Dauerhaftigkeit auch die Möglichkeit steilerer Böschungen zu gewinnen. Faschinenbefestigungen, Flechtwerke zwischen Pfählen usw., wie sie beim Moosburger Oberkanal (Abb. 298) angewendet sind, haben den Vorzug der Wohlfeilheit, sind aber, namentlich im Bereich eines viel wechselnden Wasserspiegels, von begrenzter Dauer und geben mit der Zeit einen sehr rauhen, der Eisbildung Vorschub leistenden und weniger leistungsfähigen Abflußquerschnitt, der doch vor größeren Böschungsschäden nicht unbedingt geschützt bleibt. Dies kann man beispielsweise an dem alten Kanal der Isarwerke (oberhalb München-Süd) feststellen.

Wo daher die abzuführende Wassermenge nicht unverhältnismäßig groß, will sagen: das Nutzgefälle nicht allzu klein ist, so daß der Kanalquerschnitt wirtschaftlich gut ausgenützt werden kann und gleichzeitig eine größere Strömungsgeschwindigkeit, etwa über 1,2 m/sek, erwünscht und wirtschaftlich zulässig ist, neigt man in neuerer Zeit mit guten Gründen zur Verwendung fester glatter Auskleidungen in Pflaster- oder in Betonschale u. a. m.

Die Ausführung in Beton vereinigt im allgemeinen die meisten Vorzüge, weil sie gleichzeitig neben der Standfestigkeits- und Leistungsverbesserung noch der Abdichtung dient (die nachher noch besonders besprochen werden soll).

Wo man sparen muß, also wie gesagt: in erster Linie bei Niederdruckanlagen, kann man sich dabei auf den bloßen Wasserlinienschutz (Beznau, Abb. 98) beschränken. Vielfach aber wird die volle Bekleidung der (dann steiler anzulegenden) Böschungen und selbst des ganzen Querschnitts sich allein schon durch die Ersparnis an Aushubmassen (auch größere Strömungsgeschwindigkeit bei gleichem Gefälle zulässig!) bezahlt machen.

Dies wurde beispielsweise für Magerstampfbetonschale als sehr wahrscheinlich auf Beznau zutreffend auf S. 227 und für München-Moosburg auf S. 489 nachgewiesen, und es ist nicht uninteressant, festzustellen, daß man bei dem etwas jüngeren Münchener Südwerk (S. 477a) die Kanäle ausbetoniert hat.

Ausführungsformen der Auskleidung. Die Auskleidung mit Beton verdient in allen Fällen, wo zugleich auch Dichtigkeit verlangt wird, den Vorzug vor Pflaster. Eine dichtende Überkleidung von Trockenpflaster mit Zementglattstrich ist bei dem Kanal von San Giovanni Lupatoto (Abb. 662) versucht worden. Sie ist natürlich sehr empfindlich gegen die unvermeidlichen geringen Setzungen, Stöße treibender Gegenstände u. dgl., und hat daher auch dort die Zerstörung der Böschungen nicht aufhalten können, namentlich da es sich um Dichtigkeit gegen äußeren (Grundwasser-) Überdruck handelte (vgl. S. 1082). In nördlichen Gegenden würde eine solche Bauweise schon unter Frostwirkung sehr zu leiden haben.

Wo brauchbarer Betonkies verfügbar ist, vielleicht gar eine gute natürliche Kies-Sandmischung unmittelbar aus dem Einschnitt gewonnen wird, stellt sich die, also an sich technisch überlegene, Ausführung in Beton überdies recht billig. Der Belag wird entweder als zusammenhängende Decke ausgeführt und dazu an Ort und Stelle eingestampft (Abb. 824, 774), oder er wird aus einzelnen vorher auf Arbeitsplätzen fertig abgebundenen großen Platten (vgl. Abb. 778, Abdeckung am Belle-Fourche-Damm), häufiger aus Platten („Kunststeinen") geringer handlicher Größe (Abb. 825, 826) zusammengesetzt.

Die Einstampfung im Kanaleinschnitt ist vor allem dort vorteilhaft, wo der Aushub unmittelbar eine brauchbare natürliche Kies-Sandmischung liefert. Dort, wo etwa starker Grundwasserzudrang in den Einschnitt statthat, wird die Möglichkeit der Ausspülung des Mörtels eher auf Verlegung fertiger Platten, die auf keinen Fall viel teurer kommt, hinweisen. Ein Nachteil der Verwendung der fertigen Kunststeinplatten, die man in der Regel in kleinen Größen verwenden muß, ist die große Fugenzahl, wenigstens dort, wo

[1]) Vgl. hierzu S. 1244 ff.

Digitized by Google

die Schutzdecke gleichzeitig als Dichtung arbeiten soll oder wo, wie in sehr feinsandigem Boden, die Gefahr der Ausspülung des hinterliegenden Erdreiches besteht.

Freilich hat sich gezeigt, daß man ganz ohne Fugen mit Rücksicht auf Wärmedehnungen auf keinen Fall bauen darf: eine wagrechte Fugenentfernung von 3 m scheint nach den zahlreichen Beobachtungen und Versuchen genügend Sicherheit zu bieten. Diese Fugen werden in einfachster Weise durch Einlegen von Dachpappe hergestellt und gleichzeitig gedichtet. Wenn in solchen Platten dann noch gelegentlich Risse auftreten, was nicht unbedingt ausgeschlossen, so bleiben diese auf alle Fälle sehr klein (unter 1 mm).

Kleinere Plattenteilungen sind allerdings im Auftrag geboten, wo man, je nach Ausführungsart der Dämme, mit mehr oder minder großen Setzungen zu rechnen hat: Plattengrößen von 1,0/1,0 m, wie sie beispielsweise am Seitenkanal Wranan-Hořin der Moldaukanalisierung ausgeführt sind, dürften i. a. auch hier genügen. In neuerer Zeit hat man, wie es scheint: mit Vorteil, mehrfach Eisenbetonschalen in Auftragsstrecken

Abb. 824. Ausbetonierung des Seitenkanals bei Wraňan a. Moldau.

verwendet (Ventavon, Abb. 827, S. 538). Risse sind bei Setzungen auch in ihnen nicht ausgeschlossen, aber sie müssen sich in größerer Zahl, daher in ungefährlicher Größe ausbilden, und etwaige Hohllegung oder Bauschung einzelner Stellen wird nicht so leicht gefährlich wie in einer starren unbewehrten Decke. Auf die Anordnung von quer zum Kanal laufenden Dehnungsfugen, in vielleicht etwas größeren Abständen (rd. 5—10 m) sollte man auch hierbei nicht verzichten, selbst wo die Decke als Dichtung mit dient.

Die Stärke der Betonauskleidung ist mit Rücksicht auf die Bodenbeschaffenheit, Schärfe des Frostes und Neigung der Böschungen zu wählen. Über 20 cm braucht man nach Erfahrungen (München, Moldau-Hořin, Los Angeles-Kanal) auch bei Böschungsneigungen von 1:1 im Einschnitt nicht zu gehen. Bei flachen Böschungen (1:$1^1/_2$ bis 2 und mehr) kommt man mit 15 bis 10 cm sicher aus.

Noch geringere Plattenstärke und gleichzeitig eine Einschränkung der Fugenzahl, selbst in sandigem Boden, ließen sich anscheinend rechtfertigen, wenn man die Decke in zahlreichen Punkten auf die Böschung festnageln wollte, wofür die Möllerschen Erdanker (Eisenbetonpfählchen) oder die eisernen erdbohrerartigen Anker von Rabitz, Bücking u. a. entworfen sind[1]).

[1]) C. d. Bv. 1898: S. 246, 425, 470, 499, 540; 1899: S. 283, 391, 72; 1900: S. 95: — auch Deutsch-Österr.-Ungar. Verb. f. Binnenschiff. neue Folge Heft III: Rabitz, Uferbefestigungen.

Digitized by Google

Freilich können auch sie die Rissebildung in größeren zusammenhängenden Flächen nicht verhindern[1]): sie wirken gleich der einfachen Bewehrung hauptsächlich verteilend auf Spannungen und Bewegungen.

Der Vorteil derartiger, auf keinen Fall eine Verbilligung bringender[2]) Ausführungen, etwa gegenüber einer einfachen, entsprechend stärkeren Eisenbetonhaut, darf daher bezweifelt werden, wenigstens für Kraftwerkskanäle. Anders zu beurteilen sind vielleicht Küstenschutzwerke, wo man mit starken Schlagangriffen der Wellen und häufig wechselndem Wasserstand zu rechnen hat.

Ausführungsbeispiele. Zur Veranschaulichung der Stampfbetonauskleidung am Ort sei die Ausführung des Seitenkanals zur Moldau bei Wran-Hofin beschrieben:

Der ausschließlich der Schiffahrt dienende Kanla hat 10 km Länge und verläuft zum größten Teil in sandig-kiesigen Schichten. Der trapezförmige Querschnitt hat 18,5 m Sohlenbreite und eine Wassertiefe von 2,5 m. Die Böschungen sind unter Wasser 1:2, über Wasser 1:1,5, und in Höhe des normalen Wasserspiegels befindet sich eine 1 m breite Berme. Der aufgebrachte Betonbelag konnte unmittelbar aus dem Aushub bereitet werden. Er ist in Portlandzementmischung 1:10 20 cm stark hergestellt, die einzelnen Tafeln sind im Einschnitt 3:3 m, im Auftrag 1:1 m groß genommen. Die Ausführung, von der Abb. 824 eine gute Anschauung gibt, ist sehr billig zu stehen gekommen: Auf den Kubikmeter der Betonmasse berechnet, stellte sie sich auf nur 11 M., das ist auf den Quadratmeter fertigen Belages nur 2,20 M. (lt. Mitteilung der k. k. Kommission für die Kanalisierung des Moldau- und Elbeflusses in Böhmen). Nach den bei diesem Bau festgestellten Vergebungspreisen hat sich diese Betondichtung bzw. -befestigung erheblich billiger gestellt (etwa um 30 % als eine Befestigung mit Bruchsteinvorwurf, wie sie anfänglich geplant war. Dabei war es

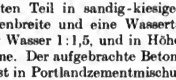


Abb. 825. Briquet Villa.

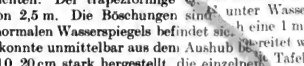


Abb. 826. Stäbe nach Nyholm (Bremen).

Abb. 825/26. Kanalwandungsbeläge.

allerdings ein für die Betonausführung günstiger Umstand, daß die Steine zu jener anderen Ausführung mit Schiff hätten beigeführt werden müssen: Man wäre dabei u. a. sehr von den Wasserständen der Moldau abhängig gewesen, die, wie sich zeigte, zeitweilig große Störungen hätten veranlassen müssen. Nach denselben Einheitspreisen ergab sich aber die Betonausführung auch wesentlich billiger als die in den durchlässigen Strecken anfänglich vorgesehene Lehmdichtung, die um etwa 30 % teurer gekommen wäre und dabei noch erheblich größere Aushubmassen verlangt hätte, um die 50 cm stark entworfene Lehmdichtung nebst der unentbehrlichen Schutzschicht von Schotter aufzunehmen.

Die Ausführung hat sich vollkommen bewährt, das gleiche wird von einer ganz ähnlich angelegten am Marne-Saône-Kanal berichtet (Génie Civile 1905, S. 271). —

Eine Ausbetonierung der Kanalufer ist nicht etwa nur im Trockenen möglich. Beispielsweise sind die unter 1:1 geneigten Böschungen des Lachine-Kanals bei Montreal in Kanada in $4^1/_2$ m Wassertiefe mit gutem Erfolg mit einer 45 cm starken einheitlichen Platte aus Schüttbeton 1:9 belegt worden. Die eigens für diesen Zweck entworfene Arbeitseinrichtung bestand aus einer versetzbaren wasserseitigen Schalwand, deren Pfosten in Böschungsneigung im richtigen Abstand von der Kanalböschung unten in die Sohle eingetrieben, oben an einem längs des Ufers verlegten Gerüst verankert und außerdem unter Wasser mit Schienen beschwert wurden. Ferner war eine Vorrichtung zum Nachstoßen etwa hängengebliebenen Betons vorgesehen und eine sehr geschickt zusammengestellte Misch- und Beschickungsanlage, die halbwegs auf einem Ponton ruhte (genaue Einzelheiten der Konstruktion und Ausführung in Eng. News 11. VIII. 1910). Die in-

[1]) C. d. Bv. 1901, S. 73.

[2]) Eine Ausführung am Dortmund-Ems-Kanal mit Möllerschen Erdankern und 8 cm starker bewehrter Decke (2000 qm) hat 3 M/qm gekostet „bei geringfügiger Erdarbeit".

Digitized by Google

teressante Ausführung mag gelegentlich beim Bau tiefliegender Unterkanäle zur Nachahmung anregen.

Kleine Platten, Kunststeine sind u. a. in verschiedenen Bezirken der Preußischen Staatsbauverwaltung zu Pflasterungen bei Uferdeckungen, Buhnenherstellung usw. als Ersatz für die am betr. Ort fehlenden natürlichen Pflastersteine verwendet worden[1]), z. B. am Dortmund-Ems-Kanal, wo Platten 49/120 cm groß mit fünf Flacheisenstäben, als Schutz gegen Beschädigung beim Verladen und Verlegen, zu einem Preis von 2,9 M/qm „bei erheblichen Erdarbeiten" angewandt sind.

Mehrfach ist versucht worden, die Nachteile des Fugenreichtums derartiger Kunststeindecken durch geeignete Ausbildung der Plattenwände zu beseitigen, in der Richtung, daß die Platten sich gegenseitig überdecken, und so auch bei größeren Bewegungen den dichten Schluß nicht verlieren. Ergebnis derartiger Versuche sind die „Briquets Villa", die keim Kanal von Jonage als Pflasterersatz verwendet worden sind und die in ähnlicher Form (Abb. 825) auch bei Brillane als Sohlenschutz dienen. Eine ähnliche, wohl in bezug auf Haltbarkeit und Schmiegsamkeit noch überlegene Ausführung ist neuerdings bei dem Schiffahrtskanal am Weserwehr bei Bremen nach dem Entwurf von Ingenieur Nyholm angenommen worden[2]) (Abb. 826). (Erfahrungen sind hier noch nicht in ausreichendem Umfange gesammelt.)

Über eine französische Ausführung, bei der gelochte Kunststeine gleich Glasperlen auf in der Fallinie verlegte und verankerte galvanisierte oder kupferne Drähte gereiht werden, liegen hinsichtlich Dauerhaftigkeit aus neuester Zeit recht günstige, allerdings eben nur kurze Erfahrungen vor.

Abb. 827. Aufbringen des Eisenbetonbelags im Kanal von Ventavon. (Aufn. Perrin-Sisteron.)

Eine zusammenhängende Eisenbetonhaut ist in großem Umfang in den Auftragsstrecken des Kanals von Ventavon (S. 538) angewendet.

Ein Feinbeton in der Mischung 1 Tl. Zement auf 2,5 Beton ist hier in 10 cm Stärke ausgebreitet und als Bewehrung ein Rundeisennetz von 10 cm Maschenweite mit 10 mm starken Drähten in der Fallinie und 6 mm starken in der Wagrechten verwendet worden (Abb. 827). Zur Verbesserung der Wasserdichtigkeit ist der abgebundene Beton nachträglich noch mit Siderosthen angestrichen. Die Böschungsneigung der aus grobkiesig-lehmigem Boden aufgeführten Dämme ist dort einwärts: 1:1. Über die Bewährung dieser etwas kühnen, erst 1909 fertiggestellten Ausführung kann noch kein Urteil gefällt werden

Abdichtung der Kanalwandungen. Die Höhe der Wasserverluste infolge Undichtigkeit eines Kanals hängt in hohem Grade von der Bodenbeschaffenheit und dem Überdruck des Kanalwassers gegenüber dem umgebenden Grundwasser ab. Wie weit man dagegen mit künstlichen Mitteln vorgehen will, bzw. muß, wird unter anderem auch durch den Wert der Wassermengeneinheit bestimmt, das heißt davon, ob es sich um eine Niederdruckanlage oder um eine solche mit hohem Gefälle handelt. Abgesehen davon wird man in durchlässigen Bodenarten, da, wo der Kanal sich zwischen Dämmen oder ganz im Auftrag bewegt, schon aus Rücksicht auf die Anlieger genötigt sein, auf Abhilfe zu sinnen.

Das einfachste Mittel zur Abdichtung eines offenen Erdkanals ist die Einschlemmung,

[1]) C. d. Bv. 1901, S. 73.
[2]) Vgl. auch Deutsche Bauztg. 18. VI. 1910.

Digitized by Google

die man bei schlammreichem Hochwasser dem Fluß selbst überlassen, andernfalls künstlich, durch Einbringen und Umrühren von Lehm, befördern kann.

Wo das Wasser wertvoll oder der Boden sehr durchlässig ist, muß man schon weiter gehen. Aufbringen eines Lehmschlages ist an sich ein gutes und, wo der Lehm nicht allzu weit herangeholt werden muß, auch ein wirtschaftliches Mittel zur Erhöhung der Undurchlässigkeit. Der Lehm muß dazu in einzelnen dünnen i. a. höchstens 20 cm starken Schichten eingebracht und gut gestampft bzw. besser: gewalzt werden, wozu heutzutage die von den französischen Dämmen (S. 999) bekannten Motorwalzen zur Verfügung stehen.

Solche Lehmdichtungen sind vielfach bei den neueren Schiffahrtskanälen (auch beim Gersthofener Triebwasserkanal, S. 445) angewandt, Abb. 828 zeigt einige Anordnungen vom Marne-Saône- uud vom Berlin-Stettiner Großschiffahrts-Kanal.

Abb. 828a. Großschiffahrtskanal Berlin-Stettin. Maßstab 1:530.
(Zeitschr. f. Bauw., Bd. 60.)

Abb. 828e.

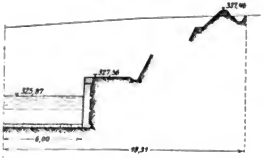


Abb. 828b.

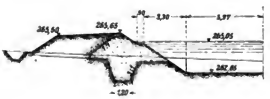


Abb. 828d.

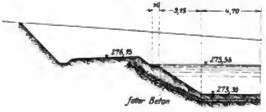


Abb. 828c.

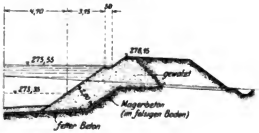


Abb. 828b bis e. Marne-Saônekanal. Maßstab 1:330.
(G. Civ.)

Abb. 828. Kanalquerschnitte mit Lehmdichtung.

Beim Marne-Saône-Kanal[1]) stand ein Lehm mit 30 bis 70% Sandgehalt zur Verfügung, ein zur Dichtung und Dammbildung besonders geeignetes Material. Er wurde in Schichten von 15 cm Stärke eingebracht und durch Pferdewalzen gedichtet (die kleinen Petroleumwalzen wurden damals noch nicht gebaut, vgl. S. 999ff.).

In den halb im Auftrag liegenden Strecken wurde die Ausführung nach Abb. 828 b genommen. Die oberste Humusschicht des gewachsenen Bodens ist dabei sorgfältig abgehoben und ein kräftiger Abfangsporn angelegt, um die (auch hier vor allem gefährdete) Anschlußfuge zu decken: die Sohle ist im sandig-lehmigen Boden nicht besonders geschützt worden.

In dem vielfach angetroffenen klüftigen Fels- und Steinboden hat man auf Grund der

[1]) G. C. 1908, S. 410.

gemachten Beobachtungen es für angebracht gefunden, eine dünne, nur 10 bis 15 cm starke Schicht aus Feinbeton, in der Sohle aus fetter, in der Böschung aus magerer Mischung unter dem Grobbeton- bzw. der Lehmdichtung einzubringen. Man hat nämlich festgestellt, daß eine dünne, wenn auch an sich gut gedichtete Lehmschicht auf derart klüftigem Boden mit der Zeit durchlässig gemacht wird, indem das immerhin schon von Anfang an in geringem Grade durchsickernde Wasser den Lehm außen, an der Berührungsstelle mit dem Felsen, allmählich durch die Spalten abspült und so die wirksame Dichtungshaut ständig schwächt.

Eine Lehmdichtung in dieser Stärke ist allerdings, zumal wenn der Lehm ausgesucht werden muß, auch eine kostspielige Sache, und man hat sie im erwähnten Falle nur deshalb gewählt, weil man nicht wagte, die sonst im Einschnitt verwendete reine Betondichtung in den Auftragsdämmen zu verwenden.

Beim Berlin-Stettiner Großschiffahrtsweg (Abb. 828a) stand ein sehr fetter Ton zur Verfügung, und man hat hier mit Dichtungsschichten von 80 bis 50 cm sehr gute Ergebnisse erzielt. Nach eingehenden, an einer Versuchsgrube längere Zeit hindurch fortgesetzten Beobachtungen darf man dort bei einem Kanal von 33 m Spiegelbreite mit durchweg über dem Grundwasser liegender Sohle und bei 22 km Kanallänge einen sekundlichen Versickerungsverlust von nur 148 l erwarten[1]).

Auch bei diesem Kanal wurden die früher erwähnten englischen Petroleumwalzen mit großem Vorteil verwendet, namentlich hat sich gezeigt, daß dieselben sehr gute Standfähigkeit auf den schmalen Böschungsstreifen der Dichtungsschicht besitzen.

Die Lehmdichtung ist bei diesem Kanal, wie auch vielfach bei Schiffahrtskanälen, mit Rücksicht auf die möglicherweise eintretenden Angriffe durch Schiffahrten, unbefugtes Ankersetzen usw. mit einer etwa 50 cm starken Kiesschicht bedeckt. Es ist nicht uninteressant, aus der angeführten Veröffentlichung zu entnehmen, daß diese Kiesschichte den Wasserverlust durch Verdunstung in unerwartet großem Maße verstärkt hat, indem sie durch Kapillarwirkung das Wasser über die Oberfläche emporsaugte und so in verstärktem Maße der Verdunstung aussetzte.

Für reine Triebwerkskanäle ist ein solcher Kiesschutz unter Umständen zu entbehren. So hat man bei Gersthofen die Auftragsstrecke lediglich mit einer unverdeckten Lehmschicht, die in Lagen von 15 cm Stärke eingestampft wurde, gedichtet. Der Erfolg war auch hier, unterstützt durch die natürliche Einschlemmung nach wenigen Wochen der Inbetriebsetzung eine sehr befriedigende Dichtigkeit[2]).

Allerdings läßt sich nicht abstreiten, daß bei einigermaßen größerer Wassergeschwindigkeit die Gefahr der allgemeinen Auflösung und Abspülung einer unverdeckten Lehmschicht vorliegt. Da nun aber zur Einbringung einer Lehmschicht mit starker Kiesüberdeckung eine bedeutende Vermehrung der Aushubmassen notwendig ist, und da andererseits in Werkkanälen vielfach die Annahme einer größeren Geschwindigkeit erwünscht ist, so begreift man, daß die Betondichtung, wie schon oben ausgeführt wurde, häufig der Lehmdichtung gefährlichen Wettbewerb machen kann.

An und für sich kann selbst eine verhältnismäßig dünne und mager (mit hydraulischem Kalk als billigem und hier ausreichendem Ersatz für Zement) zubereitete Betonschale eine sehr gute dichtende Wirkung erzielen, weil sie als Filter wirkt und sich rasch mit den Sinkstoffen des Wassers zusetzt. Außerdem läßt sich leicht mit geringen Mitteln eine erhebliche Verstärkung der anfänglichen Dichtung erzielen, indem man einen mehrmaligen Anstrich aus dünner Zementmilch, in gefährlicheren Fällen, im Auftrag vielleicht auch mit Siderosthen u. dgl. anwendet.

Die im Seitenkanal der Moldau bei Wranau eingebauten 20 cm starken Betonplatten in Mischung 1:10 haben nach den Beobachtungen der Oberbauleitung im Auftrag eine achtmal größere Undurchlässigkeit erwiesen, als die im natürlichen Lehmboden eingeschnittenen Kanalstrecken ohne besondere Dichtung.

Gleich gute Erfahrungen hat man auch am Marne-Saône-Kanal (Abb. 828 b) gemacht, wo die Betonschale, allerdings in fetterer Mischung, nur 10 cm stark genommen wurde.

---

[1]) Vgl. Z. f. B. Bd. 60, S. 457ff. und C. d. Bv. 22. VI. 12.
[2]) Vgl. Bayer. Ind.- u. Gew.-Bl. 1904, S. 114.

Digitized by Google

In den im Felseinschnitt liegenden Strecken wurde dabei der geringe Raumbedarf der Betondichtung gegenüber einem Lehmschlag ganz besonders angenehm empfunden. Die Erfahrung hat dabei gezeigt, daß man wirtschaftlich am besten fährt, wenn man den Einheitsquerschnitt etwas reichlicher ausbricht, als es dem theoretischen Querschnitt entspricht, um die Notwendigkeit des kostspieligen nachträglichen Abarbeitens vorstehender einzelner Zacken zu vermeiden.

Dabei kam man trotzdem mit dem vorgenommenen geringen Betonverbrauch aus, indem man etwas zu weit geratene Profilstellen durch Aufbringen eines sogenannten Erdmörtels, das heißt einfach: einer gut gestampften Schicht von sandigem Lehm, auf das richtige Maß wieder ausfüllte.

Übersichtsplan. Maßstab 1:150000.

Längenschnitt.

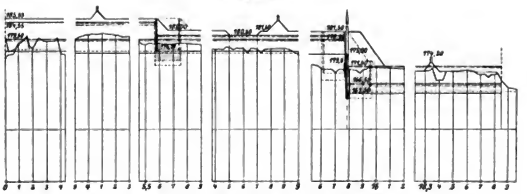


Abb. 829. Kanal von Jonage.
(Centralbl. d. Bv. 1900.)

Kanäle im Auftrag. Während man früher der Ausführung eines Kanals im Auftrag gerne so weit als möglich aus dem Wege ging, bieten die neuerdings entwickelten Bauweisen hinreichend Sicherheit, um die Ausnützung derjenigen wirtschaftlichen Vorteile zu gestatten, die häufig mit der teilweisen Verlegung einer Kanallinie in den Auftrag verbunden sein können (Massenausgleich, Abkürzungen usw.).

Für die konstruktive Durchbildung sind die gleichen Grundsätze maßgebend, wie für die Staudämme im weitesten Sinne (S. 989ff.). Wo der angeschnittene Boden nicht schon von Natur die günstige Sand-Lehmmischung zeigt, wo gar die Dichtungserde selten, wird man am besten nach dem Grundsatz verfahren, den Dammkörper in einen nur stützenden und einen nur dichtenden Teil aufzulösen. Der stützende Teil, also die Hauptmasse des Dammes, braucht dabei nicht unbedingt wasserdicht zu sein, ja eine gewisse Durchlässigkeit ist sogar erwünscht, weil dadurch die unschädliche Abführung, etwa durch die Dichtungsschicht ausgetretenen Kanalwassers gesichert wird (vgl. S. 992). Dagegen ist es unbedingt nötig, daß die Dammschüttung nach ihrer Ausführung möglichst geringe Setzungen durchzumachen hat, weil man meistens aus Betriebsrücksichten ihr doch nicht zum selbsttätigen Setzen genügend Zeit lassen kann, ehe man die Dichtungsschicht, bei Triebwerks-

Digitized by Google

kanälen ja meist: Beton, aufbringt. Die Schüttung muß also auch hier in Lagen erfolgen, die allerdings wesentlich stärker als die einer reinen Lehmdichtung, vielleicht 40 bis 50 cm genommen werden dürfen. Stampfen, Einwalzen, womöglich unter gleichzeitiger Wässerung, ist bei allen höheren Aufträgen und bei Anwendung einer starren Dichtungsschicht unbedingt notwendig.

In dieser Weise ist z. B. einer der bedeutendsten Werkkanäle, der um das Jahr 1894 fertiggestellte Seitenkanal der Rhône bei Jonage ausgeführt: Abb. 829, 830[1]).

Der über 18 km lange Kanal, berechnet für eine Wassermenge von 150 cbm/sek, ist allgemein schon durch seine interessante, wirtschaftliche Linienführung bemerkenswert. Er ist nämlich fast ganz unter Vermeidung von Einschnitt in Anlehnung an das Hochufer des Rhônetals ausgeführt, indem lediglich am flußseitigen Kanalufer ein hoher Damm angelegt wurde, während das landseitige Kanalufer in der Hauptsache durch die Böschung des Hochufers gebildet wird. Auf der ganzen Strecke fand sich unter einer Überlagerung von etwa 1 m-starken lehmigen Sand- und Kiesschichten ein sehr tiefgründiges grobes Kies- und Schotterlager, also eine für Anlage eines Kanals nicht gerade günstige Bodenbeschaffenheit.

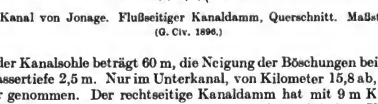


Abb. 830. Kanal von Jonage. Flußseitiger Kanaldamm, Querschnitt. Maßstab 1:1000. (G. Civ. 1896.)

Die Breite der Kanalsohle beträgt 60 m, die Neigung der Böschungen beiderseits 1:3 und die geringste Wassertiefe 2,5 m. Nur im Unterkanal, von Kilometer 15,8 ab, wurde die Sohle um 10 m breiter genommen. Der rechtseitige Kanaldamm hat mit 9 m Kronenbreite und einer dem Rhône-Hochwasser entsprechend gewählten beträchtlichen Höhe sehr große Abmessungen bekommen. Das Schüttmaterial, eine Mischung von sandigen und lehmigen Schichten, ist in 10 cm starken Lagen aufgebracht, und unter Beigabe von Kalkmilch (16 l auf 1 cbm) eingewalzt. Verwendet wurden dazu zum Teil Dampfwalzen mit geriffelten Rädern, andernteils, wo der Boden zu lehmig war, eine besonders dazu konstruierte Maschine „piétineuse", die die Stampfbewegung des menschlichen Arbeiters unmittelbar nachahmte. In kleinem Umfang, dort, wo die Stampfmaschinen nicht beikommen konnten, hat man auch Pferdewalzen verwendet. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß auch hier die Maschinenwalzen die beste Leistung erzielt haben. Es haben nämlich gekostet Verteilung der Erde, Lieferung und Verteilung des Kalks, Entwässerung, Einwalzen und Maschinenreparaturen:

mit	Dampfwalzen	0,81 M/cbm
„	der „piétineuse" . . .	0,97 „
„	Pferdewalzen	1,3 „

Diese Preise sind nicht unerheblich höher als die an den Dämmen des Marne-Saône-Kanals mit den neuen kleinen Petroleumwalzen erzielten: 40 bis 46 Pfg/cbm. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß es sich bei der Ausführung in Jonage um die Herstellung verhältnismäßig schmaler Dichtungskörper auf den Böschungen, bei den erwähnten Staudämmen dagegen um sehr große, geschlossene Massen handelte.

Da die Dichtungsschicht im Kanal von Jonage 1,6 m stark ist, so wird ihr mittlerer Einheitspreis, auf den Quadratmeter bezogen, zu etwa 1,6 M/qm anzunehmen sein, dabei beträgt die größte im Kanal auftretende Wassergeschwindigkeit nur 90 cm/sek. Man kann daraus entnehmen, daß die Vergleichsverhältnisse im allgemeinen für eine Betondichtung, wie sie beim Moldaukanal bei Wranan angewandt wurde (Einheitspreis 2,2 M/qm), nicht so ungünstig liegen in Anbetracht der sonstigen Vorzüge der Betonbauweise.

Als Beispiel eines Falles, wo Eisenbetondichtung mit wirtschaftlichem Vorteil und allem Anschein nach mit sehr gutem technischen Erfolg bei hohem Auftrag angewendet

[1]) Vgl. G. C. 1896, S. 354 ff.

Digitized by Google

worden ist, kann der Kanal von Ventavon angeführt werden. In der bedeutendsten, mehrere Kilometer langen Auftragsstrecke dieses Kanals liegt der Wasserspiegel mehr als 5 m über Gelände, bei einer Wassertiefe von 3 m. Der Dammkörper ist in 30 bis 40 cm starken Schichten aus dem grobkiesigen, lehmhaltigen Aushub der Einschnittsstrecken aufgeführt; verdichtet wurde mit 1000 kg schweren Pferdewalzen unter reichlicher Wässerung, wozu das Wasser in Fässern herbeigeführt werden mußte.

Die innere wasserdichte Auskleidung, Eisenbeton 10 cm stark, ist oben (S. 1087) beschrieben. Bemerkenswert ist: die verhältnismäßig große Wassertiefe von 3 m bei nur 10 m mittlerer Breite, die steile Böschungsneigung von 1:1 und die große Wassergeschwindigkeit, im Höchstfall bis etwas über 2 m/sek, dazu die bedeutende Höhe des Wasserspiegels und der Kanalsohle über dem gewachsenen Boden. Bei Besichtigung der Anlage wenige Monate nach der Inbetriebnahme waren keinerlei Zeichen von Durchsickerung an den Außenseiten der Dämme zu bemerken (allerdings bei starkem Frost!). —

Hangkanäle. Wo eine Kanallinie ein stark geneigtes Gelände annähernd senkrecht zum Geländefall durchzieht, entsteht die eigenartige Form des Hangkanals, wobei die eine, bergseitige, Hälfte des Querschnitts im Einschnitt, die andere, talseitige, im Auftrag liegen kann. An und für sich bietet diese Form konstruktiv nichts Neues, abgesehen davon, daß an der Bergseite besondere Maßnahmen: Böschungsbefestigungen, Stützmauern usw. zur Verminderung der Einschnittsmasse, an der Talseite Stützmauern oder Dammfüße aus Trockenmauern nötig werden können, um die Dammbreite und -höhe einzuschränken. Schwierigkeiten und die Notwendigkeit besondere Mittel anzuwenden, ergeben sich erst da, wo von der Bergseite her viel Grundwasserandrang zu erwarten ist und vielleicht gleichzeitig noch der Untergrund nicht genügende Festigkeit zur Aufnahme der ihm durch die Kanalanlage zugemuteten bedeutenden Wasserbelastung zeigt.

Abb. 831. Peggauwerk. Blick auf Oberkanal und Kraftwerk.

Ein ganz besonders lehrreiches Beispiel dafür, welche Schwierigkeiten sich oft erst nachträglich bei der Anlage derartiger Hangkanäle herausstellen können, bietet die Anlage Wangen an der Aare. Der Unfall, der die sogenannte Fahrhöflistrecke dieses Kanals betroffen hat, ist bereits bei der Beschreibung des Elektrizitätswerks Wangen (S. 419) berührt worden.

Die Schwierigkeiten bei der hier eng zwischen steiler Bergwand und Fluß eingezwängten Kanalausführung bestanden darin, daß der Kanal auf tiefgründige Schichten feinen lehmigen Sandes gelegt werden mußte. Ursprünglich glaubte man mit starken Kiesschüttungen an Böschung und Sohle — aus der Überlagerung der Nagelfluhbänke gewonnen — und an besonders gefährdeten Stellen durch 3 m starke und 4 m tiefe Kiessporen (zwischen Holzwänden geschüttet) auskommen zu können. Die Sohle bedeckte man überdies in der äußeren Hälfte des Querschnittes mit Betonplatten und den Fuß der Aareseitigen, auf Pfähle gesetzten Trennungsmauer suchte man durch Beschweren mit grober Kiesschüttung abzudichten. Diese Maßnahmen erwiesen sich aber als unzureichend, weil der feine Sand durch den Druck des austretenden Kanalwassers, vor allem aber: des hinzukommenden Bergwassers, das hinter der bergseitigen Kanalmauer sich aufstaute, ausgeschwemmt und die Mauer unterspült wurde, so daß sie auf eine Länge von 50 m ganz plötzlich zusammenbrach, auf weitere 50 m schwer gefährdet wurde. Diese 100 m lange Mauerstrecke wurde dann mit Druckluft neu gegründet und unter Erweiterung des Aarebettes nach rechts durch einen breiteren, auf der Flußseite vorgelegten Kieskörper in der ans. Abb. 222 ersichtlichen Weise geschützt. Um während dieser, bis zum April 1906 dauernden, Arbeiten den Kanal wieder in Betrieb nehmen zu können, schloß man die entstandene Lücke durch

Digitized by Google

eine schnell errichtete Hilfsmauer aus Eisenbeton, die oben und unten durch hölzerne Flügelwände an die stehengebliebene Kanalmauer angeschlossen wurde. Diese Eisenbetonmauer wurde nach Fertigstellung der Arbeiten und Entfernung der Holzwände im Kanal stehen gelassen, weil sie den Querschnitt nicht erheblich verengte. Auf diese Art war es möglich, das Werk schon am 10. November 1905 wieder in Betrieb zu nehmen. Die Kanalsohle wurde bei dieser Erneuerung jetzt vollständig mit Beton abgedeckt, durch Sickerungen entlastet und der ganze Querschnitt außerdem mit einer 12 cm dicken Eisenbetonhaut überzogen, um jedes Durchtreten von Wasser auszuschließen. Diese letztere Arbeit wurde in der Folge (1909), da sich immer noch in den anschließenden Strecken bedrohliche Sickerungen zeigten, auf die ganze Fahrhöflistrecke ausgedehnt, wozu man sich der in Abb. 223 dargestellten einfachen Vorrichtung bediente. (Ein hölzerner Klebekasten wurde mit Sandsäcken beschwert auf die Sohle niedergelassen und dort und an den Wänden des Kanals durch zwischengelegte Sandwürste abgedichtet, dann von einer auf dem Hebekran befestigten elektrisch betriebenen Pumpe entleert, worauf die Eisenbetondecke streifenweise im Trockenen eingebracht werden konnte.)

Abb. 832. Trostberg. Kanalquerschnitt der Engstrecke.

Ohne diese nachträglichen Arbeiten (mit etwa 140 000 M. Kosten) hat die Wiederherstellung des Kanals 200 000 M. gekostet, abgesehen von den Unkosten, die durch den dreimonatigen Strombezug aus fremden Netzen entstanden sind.

Dieser Vorgang zeigt deutlich, welches fast übergroße Maß von Vorsicht in ähnlichen Fällen am Platze ist und daß man im Zweifelsfalle lieber von vornherein eher etwas übertriebene Sicherheitsaufwendungen daran setzen darf, um nachträgliche, natürlich immer unverhältnismäßig größere, Ausbesserungskosten und kostspielige Betriebsstörungen, wie sie in Wangen vorgekommen sind, zu vermeiden.

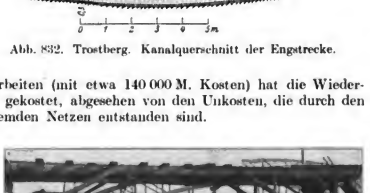


Abb. 833. Trostberg. Kanalbau bei starkem Wasserandrang (unmittelbar rechts der Alzfluß, im Hintergrund Schalung für Betongerinne).

Als weitere Anschauungsbeispiele von neueren Hangkanalausführungen, zum Teil mit Schalprofil, seien diejenigen von Ventavon, Peggau bei Graz (Abb. 831), Trostberg an der Alz (Abb. 832) angeführt.

Als Beispiel eines größeren Hangkanals in festem, felsigem Boden sei noch der schon kurz erwähnte Los Angeles-Kanal, Abb. 823a/b, genannt, der 23 cbm/sek abzuführen hat.

Der steileingeschnittene Querschnitt, Abb. 823 b, ist im Alabama-Gebirge an schärferen Hängen angewandt und liegt fast ganz im Felsen, der indes wegen großer Durchlässigkeit eine Auskleidung verlangte. Diese ist in Beton höchstens 15 cm stark in Mischung 1 Portlandzement + 3 Sand + 6 gebrochener Schotter hergestellt.

An der Bergseite ist eine 90 cm breite Schutzberme angelegt, über der eine Trockenpackung den angeschnittenen Boden zurückhält. Da, wo der Wasserspiegel talwärts über

Digitized by Google

dem gewachsenen Felsen liegt, ist eine kleine Trockenmauer mit 60 cm Kronenbreite und senkrechter äußerer Flucht angelegt.

Zur Abstützung ist außen vor diese Mauer das Aushubmaterial mit 3 m Mindest-Kronenbreite als Damm mit natürlicher Böschung angeschüttet. Innen ist die Betonausschalung unmittelbar gegen die Trockenmauer eingebracht.

Abb. 834. Schwimmende Dampfschaufel beim Bau des Los Angeles-Kanals.
(Abb. 834 bis 837 nach Orig. d. städt. Wasserwerks Los Angeles.)

Bauausführung von Erdkanälen. Bei kleineren Kanalausführungen, also entweder: kleinen Kanalquerschnitten oder auch: bei großen Querschnitten, aber geringeren Längen ist die Handarbeit, namentlich bei billigen Arbeitspreisen, in der Regel der Maschinenarbeit wirtschaftlich überlegen. Bei großen Kanalquerschnitten und namentlich auch großen Längen in gleichmäßigem Gelände wendet man aber heutzutage mit gutem Grund überall Maschinenarbeit an.

Abb. 835. Los Angeles-Kanal. Dampfschaufel, den Graben für Betongerinne (Abb. 823b) aushebend.

— Wirtschaftstheoretisch besteht ja der Unterschied zwischen Hand- und Maschinenarbeit in erster Linie darin, daß erstere nur geringe feste Kosten, mit mäßiger Leistungsfähigkeit, die Maschinenarbeit dagegen mehr oder weniger hohe feste, d. h. Baueinrichtungs- und Vorbereitungskosten, mit großer Leistungsfähigkeit verbindet. Daraus ergibt sich eben das verschiedene Kräfteverhältnis gegenüber verschieden großen Ausführungen, indem eben nur bei großen Fördermassen eine hinreichende Ausnutzung der festen Aufwendungen, Maschinen, Förderanlagen, Zu- und Abfuhr der Maschinen usw. erreicht werden kann. —

Als Arbeitsmaschine herrscht z. Zt. in Europa noch der Eimerkettenbagger vor, der in leichteren Bodenarten sehr große Tagesleistungen (um eine mittlere Zahl zu nennen: 1500 cbm/10 Std.) zu bewältigen vermag.

In Amerika, wo hohe Arbeitslöhne schon früh dazu nötigten, im weitesten Umfang

Digitized by Google

auf Ersatz für Handarbeit bedacht zu sein, ist die Maschinenanwendung wesentlich weiter entwickelt und namentlich auch auf feste und Gesteinsbodenarten ausgedehnt. Neben den hochleistungsfähigen und sehr anpassungsfähigen Dampfschaufeln (Abb. 834, 835, Los Angeles-Kanal) findet man zahlreiche Modelle von kleineren und größeren Spezialbaggern, z. T. für fertig profilmäßigen Aushub, die den gelösten Boden selbsttätig zu beiden Seiten des Einschnitts verteilen (Eng. Rec. 3. IV. 1909, S. 395; 18. IX. 1909, S. 319; 2. IV. 1910, S. 420 u. a. m.). Daneben endlich finden bei Vorhandensein von ausreichenden Wassermengen, also vor allem: im Grundwasser, die gleich den Dampfschaufeln allmählich auch in Europa eingeführten, hydraulischen Spülbagger viel Verwendung — z. B. beim Los Angeles-Kanal, wo Wasser künstlich zugeleitet und die Lösung des Bodens vor der Saugschnauze durch einen Druckwasserstrahl (Abb. 836), die Verteilung wieder im Spülverfahren durch quer über beide Kanalufer weg freihängend geführte lange Druckrohre bewirkt wurde (Abb. 837, 823a). (Auch der Weiher des Kanderwerkes, S. 912, ist im Spül-

Abb. 836. Los Angeles-Kanal. Kopf des Saugbaggers der Abb. 837 mit Spülspritze und Baggersaugrohr.

Abb. 837. Los Angeles-Kanal. Elektrisch betriebener Spülbagger, im Hintergrund schwimmender Spannungswandler.

verfahren ausgehoben und die Abfuhr rein hydraulisch unter Verwendung einer mehrere 100 m langen auf Prähmen schwimmend verlegten Druckleitung bewerkstelligt (Schw. Bztg. Bd. 52). In nicht zu schweren Bodenarten (beim Bau des Barge-Kanals) hat man sogar überkopfgroße Geröll-Steine mit dem Spülsauger bewältigt (Eng. Rec.

Digitized by Google

3. IV. 1909). Bei den entsprechenden Bodenarten und geeigneten Ablagerungsmöglichkeiten bietet die Spülbaggerung bedeutende wirtschaftliche Vorteile (vgl. Dämme, S. 999).

Als Antriebsmaschine kommt außer der Dampfmaschine hier oft mit besonderem Vorteil der Elektromotor in Frage, dem der Strom, beispielsweise beim Bau von Elektrizitätswasserkraftanlagen, die an ein bestehendes Netz angeschlossen werden sollen, oft sehr billig zur Verfügung steht. Von den im zweiten Teile dieses Buches beschriebenen Anlagen ist der Kanal von Wangen an der Aare mit zwei Eimerkettenbaggern, davon der eine ein Dampfbagger, der zweite elektrisch betrieben, ausgeführt worden (vgl. S. 419). Beim Los Angeles-Kanal wurde vielfach Strom von neu angelegten Hilfswasserkraftwerken bezogen, der durch fahrbare oder schwimmende Spannungswandler (Abb. 837) auf Gebrauchsspannung gebracht wurde. Die Art und Weise, wie der Unterkanal von Moosburg durch einen Schwimmbagger ausgehoben wurde, ist S. 488 angedeutet. Näher kann im Rahmen dieses Buches nicht auf die an sich ein weites Kapitel füllenden Methoden der Erdarbeiten eingegangen werden; zur kurzen, allgemein wirtschaftlichen Einführung sei empfohlen der Aufsatz von H. Contag: „Die Bodengewinnung bei großen Erdarbeiten", Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1472 ff.

2. Künstliche Gerinne.

Als künstliche Gerinne sollen hier alle diejenigen Kanalformen bezeichnet werden, bei denen die Auskleidung als tragender Konstruktionsteil betont ist, sei es nun, daß sie als Stützmauer erscheint, wie häufig bei Vorkanälen von Turbinenanlagen (Blankenstein, Abb. 838), oder daß sie eine vollständig dichte, gegen äußeren und inneren Druck in sich standfeste Schale im Erdeinschnitt oder endlich eine vom Boden losgelöste, auf Bogenstellungen, Pfeilern usw. verlegte Rinne bildet.

Kanalstützmauern. Für Kanäle zwischen Mauern kommt in vielen Fällen von den beiden heute vorherrschenden Bauweisen: massive Stützmauer aus Stein oder Beton und aufgelöste Mauer aus Eisenbetonbauweise, letztere als besonders wirtschaftlich in Betracht; hölzerne Bohlwerke sind von untergeordneter Bedeutung. Das angeführte Beispiel, Blankenstein an der Ruhr, zeigt die bekannte Konsolform mit druckverteilender Grundplatte. Die Vorzüge dieser Bauweise werden gut veranschaulicht durch Abb. 839 (Eng. Rec. 2. V. 1908), zu der, für amerikanische Preisverhältnisse, die Kosten der drei in Vergleich gestellten Querschnitte wie folgt ermittelt sind: Bei einem Betoneinheitspreis für die Massivmauer von 33 M/cbm, für die aufgelösten Mauern von 36 M/cbm und bei einem Eisenpreis von 28 Pfg/kg am Platz, kostet Querschnitt „2" 47,5 % weniger als Querschnitt „1", und Querschnitt „3" 47,9 % weniger als „1". Querschnitt „3" hat dabei gegenüber Querschnitt „2" (der ja auch in Blankenstein angewendet ist) noch den Vorzug, daß dort, wo Aushub nötig ist, die Masse dieses Aushubs wesentlich verkleinert wird. Gleichzeitig ist der allgemeine Vorzug der aufgelösten Mauer, daß die Drucklinie günstiger verläuft, beim

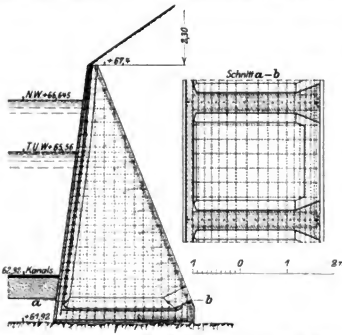


Abb. 838. Winkelstützmauer am Kanal von Blankenstein. Maßstab 1:100.
(K. Brandt-Düsseldorf.)

Digitized by Google

Querschnitt „3" am stärksten ausgebildet, lediglich die Sicherheit gegen Rutschen ist bei ihm etwas geringer infolge der geringeren Erdauflast, dagegen kann man sich aber meistens leicht — vgl. die Abbildung — helfen.

Ein Kapitel für sich ist noch die möglichst wirtschaftliche Durchbildung derartiger aufgelöster Mauern in sich. Die hier auftretenden Fragen haben vor allem die amerikanischen Ingenieure, die Eisenbetonstützmauern seit langem mit Vorliebe anwenden, besonders eingehend untersucht. Die in Betracht kommenden Hauptpunkte sind: Breite der Fundamentplatte, Verhältnis der Breite des vorspringenden Teils gegen die ganze Platte, Aufhebung des Bodenschubs durch tiefgeführte Sporen, oder schräg stemmende Lage der Grundplatte, endlich günstigste Entfernung der Zwischenpfeiler. Bei umfangreicheren Ausführungen sind diese Fragen durchaus wichtig, es würde hier aber zu weit führen, auf die formelmäßigen Entwicklungen näher einzugehen. Für näheres Studium sei auf die beiden Aufsätze: Dr. Ing. Klein, Beton und Eisen 1909, Seite 384ff., und F. A. Bone, Eng. Rec. 2. V. 1908 verwiesen.

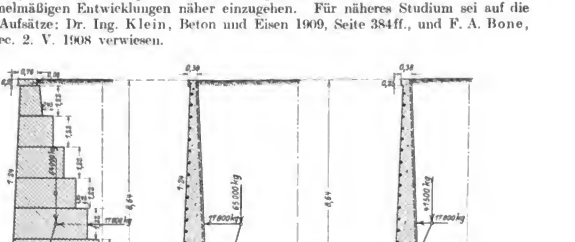


Abb. 839. Vergleich einer vollen mit verschiedenen Winkelstützmauern.
(Eng. Rec. 1908.)

In rein konstruktiver Beziehung unterscheiden sich natürlich die Stützmauern in Kanälen nicht wesentlich von den sonst ausgeführten. Man hat lediglich bei der Berechnung darauf Rücksicht zu nehmen, daß man es praktisch meist mit einer stark durchweichten Hinterfüllung infolge der häufig unvermeidlichen Durchsickerung des Kanalwassers zu tun hat; der ungünstigste Belastungsfall tritt dann ein, wenn der Kanal aus Betriebsgründen rasch entleert werden muß, die Hinterfüllung steckt dann gewöhnlich noch voll Druckwasser, und wenn die Mauer nicht auf diese Wirkung berechnet ist, so kann sich die Versäumnis schwer rächen.[1]) Daß Ausdehnungsfugen nicht vergessen werden dürfen, braucht kaum hervorgehoben zu werden, über ihre Ausführung vgl. Eng. Rec. 21. XII. 1907 und 19. IX. 1908.

Schalquerschnitte. Da, wo neben Stützmauern ohnedies ein Sohlenschutz aus Beton angewandt werden muß, geht man u. U. mit Vorteil zum geschlossenen Schalprofil, etwa in der Art der Abb. 832. über. In dem angezogenen Falle, Kanalanlage des Wasserkraftwerks bei Trostberg a. d. Alz, war es nötig, einen 70 cbm/sek führenden Werkkanal zwischen dem hart an das Ufer der Alz vorgebauten Städtchen Trostberg und diesem Fluß selbst durchzuführen. Dabei war man von vornherein darauf angewiesen, eine große Wassergeschwindigkeit zu wählen (jetzt zu 2,3 m/sek genommen), und so war eine völlige Ausschalung des Querschnitts ohnedies geboten. Es ist dann eben konstruktiv zu einem in sich völlig geschlossenen, gegen inneren und äußeren Druck — letzteres auch bei entleertem Kanal — standfähigen Gerinne ausgebildet worden.

[1]) Wichtig auch für Sohlenbeläge, vgl. S. 1193.

Digitized by Google

Abb. 833 zeigt den Einschnitt für die interessante Kanalausführung. Bei dem sehr durchlässigen Boden und der großen Nähe des Flusses bereitete die Wasserhaltung, deren Einrichtungen im Vordergrund der Abbildung erscheinen, bedeutende Schwierigkeiten. Im Hintergrund des Bildes sind die aus Kantholz gezimmerten Lehren für die Einschalung des Betongerinnes sichtbar.

In konstruktiver Beziehung sei auch hier noch einmal hervorgehoben, daß derartig geschlossene Schalprofile sorgfältig gegen Auftriebwirkung bei entleertem Kanal und bei Annahme der ungünstigsten Zustände (hochstehendes Grundwasser, Hochwasser im Fluß) zu berechnen sind. Auf unsicherem Baugrund, namentlich aber in der Anschüttung dürfte man die Eisenbewehrung auf keinen Fall sparen, weil man mit der Möglichkeit der Bildung von Rissen, Wasseradern und Unterspülungen rechnen muß. Der Trostberger Schalquerschnitt, der, wie gesagt, ganz im Einschnitt liegt, ist ohne Bewehrung ausgeführt und soll nach der statischen Berechnung auch bei dem angegebenen hohen Hochwasserstand genügende Festigkeit besitzen. Im Hinblick auf die Unsicherheit aller derartigen Berechnungen, in denen ja der Erddruck, aktiver und passiver, eine wichtige Rolle spielt, darf man vielleicht die Frage aufwerfen, ob es doch nicht im Interesse der Sicherheit besser gewesen wäre, eine, wenn auch nur schwache, Eisenbewehrung zuzugeben.

Künstliche Gerinne im engeren Sinne. Die künstlichen Gerinne im engeren Sinne, als konstruktiv selbständige, nicht mehr auf die Mitwirkung des passiven Erddrucks berechnete Schalen, finden sich naturgemäß selten bei so großen Wassermengen, wie sie bisher angeführt wurden. Vielmehr liegt ihr Hauptanwendungsgebiet bei den Hochdruckwasserkräften, also im Gebirge, wo sie als Hanggerinne auf vielseitige Weise angewendet sind. Hier treten sie überall da ein, wo die natürliche Hangneigung zu stark, bzw. die Bodenfestigkeit zu gering ist, um einen größeren Eingriff in die natürlichen Lagerungsverhältnisse, wie er bei Ausführung eines Einschnittskanals immer notwendig ist, zu gestatten.

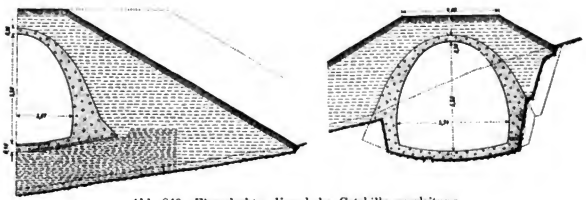


Abb. 840. Eingedeckter Kanal der Catskillwasserleitung.
(Eng. Rec. 1910.)

Bauform und Baustoff sind sehr mannigfaltig. In erster Linie können die Kanäle entweder offen oder verdeckt sein. Ersteres ist unter Umständen billiger, letzteres in bau- und betriebstechnischer Hinsicht vorteilhafter; der Betrieb mit bedecktem Kanal leidet viel weniger unter Frost, namentlich, wenn die Decke noch mit einer leichten Erdschichte isoliert ist. Die Verdunstung ist geringer, und das kann bei langen Kanälen unter Umständen ins Gewicht fallen, wenigstens in südlichen Gegenden, wenn die sommerliche Hitze mit der Niederwasserzeit zusammenfällt, also im Mittelgebirge. Ferner schützt die Decke gegen Verschüttung des Kanals mit niederrollenden Steinen und gegen Schnee- und Sandverwehung. (Es sei an dieser Stelle eingeschaltet, daß man hier und da auch bei großen Kanälen genötigt war, nachträglich aus eben dem letzterwähnten Grunde, eine Decke aufzubringen, z. B. ist der im Wasserspiegel etwa 10 m breite Kanal der Pöls-Werke in Steiermark auf eine den Schneeverwehungen besonders ausgesetzte Strecke von mehreren 100 m mit einem Holzsatteldach bedeckt, dessen Sparren sich einfach auf die Kanalböschung aufsetzen.

Ein Nachteil der zugedeckten Kanäle ist es natürlich, daß sie weniger leicht der Besichtigung zugänglich sind. Das ist aber ohne großen Belang. Namentlich braucht

Digitized by Google

man Erschwerung der Reinigung von Moosansatz u. dergl. deshalb nicht zu fürchten, weil die meisten Wassermoose und -kräuter bei Lichtabschluß nicht gedeihen.

Als eine besonders eigenartige Querschnittsform eines verdeckten Kanals sei Abb. 840 aus dem Zuge der Gebirgsquellenzuleitung der Stadt New York (Catskill-Wasserleitung) vorgeführt[1]). Die geschlossene Querschnittsform war hier mitbedingt durch die Rücksicht, das Wasser frei von Verschmutzung und ohne Temperaturerhöhung auf eine Entfernung von über 160 km an den Verwendungsort zu bringen, daher die hohe Überschüttung auch in den freiliegenden Strecken. Auch ohne diese Rücksicht wird sich im Wasserkraftausbau gelegentlich, etwa bei Durchquerung von Ortschaften und dergl., Gelegenheit zur Verwendung dieses sehr wirtschaftlich durchgebildeten Querschnitts bieten. Abb. 841 veranschaulicht die vorzüglich durchgebildete Baueinrichtung für diese Kanalausführung; Vorbereitung des Stampfbetonbettes der Sohle, Aufstellung eiserner Kernformen mit elektrisch betätigtem Verspanngerüst, gleichfalls eiserne, in großen Platten durch Krane eingebrachte äußere Schalung.

Abb. 841. Stahlformen beim Bau der Catskill-wasserleitung.
(Städt. Wasserwerk New-York.)

Baustoff. Die Wahl des Baustoffes hängt natürlich wieder sehr von den örtlichen Verhältnissen, den Verkehrswegen, den Arbeitsgelegenheiten und dem Klima ab; ausgeführt finden sich Holzgerinne, solche aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton und in selteneren Fällen, auch rein aus Eisen.

Holzgerinne (Abb. 842) sind (namentlich in Amerika) lange Zeit sehr beliebt gewesen. Sie sind im waldreichen Gebirge billig herzustellen, halten bei sachgemäßer Dichtung (Stahlbänder als Federn oder einfache Spundung und Kalfatern mit Teer) und Auflagerung verhältnismäßig gut dicht, und lassen sich in bequemer Weise auch im durchschnittenen Gelände, an steilen Hängen, über Querschluchten usw. einheitlich durchführen. Ein nicht zu unterschätzender Vorteil ist auch, daß sie unter dem Einfluß des Betriebswassers weniger als andere Bauweisen an Glätte verlieren, u. U. sogar: gewinnen, Rauhigkeitsziffern für Kutter: etwa 0,011 bis 0,013.[2])

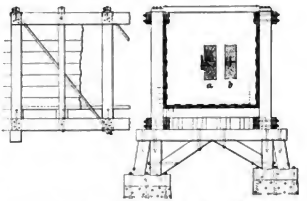


Abb. 842. Holzgerinne des Kernflußwerks (Kalifornien). Maßstab 1:110.
(Eng. Rec. 1907.)

Diese Vorteile werden aber in der Regel, nämlich für dauernde Betriebe, weitaus überwogen durch den unleugbaren Nachteil der geringeren Haltbarkeit der Holzgerinne. Unter nicht ganz günstigen Verhältnissen haben gerade sie schon große Enttäuschungen gebracht. So mußten z. B. die auf hohen Gerüstpfeilern ausgeführten hölzernen Brückenkanäle der Turlock-Bewässerungsanlage (Eng. Rec. 2. IX. 1905) nach nur 4jährigem Bestand vollständig erneuert werden, weil sie durch Fäulnis (an den Pfeilern, namentlich den unmittelbar auf den Boden gestellten Füßen) gefährdet waren. Schuyler (in Bewässerungsanlagen eine der ersten Autoritäten Nordamerikas) spricht sich daher auf Grund einer langjährigen Erfahrung ganz entschieden gegen Holzgerinne aus (Eng. Rec. 2. XI. 1905), die außer der

[1]) Vgl. Eng. Rec. 8. I. 1910.
[2]) Trans. A. S. C. E. 1905, S. 1007. Versuche an einem 18 km langen Holzgerinne.

Digitized by Google

geringen Widerstandsfähigkeit gegen Fäulnis besonders an steilen Hängen, wo Steinschlag öfters vorkommt, ungeeignet seien.

Ein eigentümlicher, schwer zu beseitigender Nachteil der Holzkonstruktion bei größeren Brückenkanälen ist es auch, daß es kaum möglich ist, die unvermeidlichen elastischen Durchbiegungen so weit zu vermindern, daß sie nicht die Dichtigkeit der Bretterauskleidung beeinflussen. Das ist z. B. an dem alten Triebwerkskanal der Abb. 660 deutlich aus der starken Eisbildung unter der Sohle festzustellen.

In Deutschland ist u. a. eine größere Kanalanlage zurzeit noch bei dem älteren Kraftwerk Hohenfels, Bad. Schwarzwald im Betrieb. Doch hat man bezeichnenderweise bei der Erweiterung des Werkes durch Anlage einer zweiten Kanalstufe im Jahre 1896 das Vorbild der älteren, 1890 ausgeführten Anlage verlassen und einen Stollen angelegt. Ein solcher ist auch in der sehr steil eingeschnittenen Schlucht zweifellos in jeder Beziehung besser am Platze.[1]) Jetzt verwendet man die Holzgerinne hauptsächlich und mit Vorteil nur noch für vorübergehende Einrichtungen (an Talsperrenbauten usw.).

Die Gerinne aus Mauerwerk (Abb. 843), Beton und Eisenbeton (Abb. 846 bis 853a) sind zwar in der ersten Anlage immer teurer als solche aus Holz, besitzen aber dafür den Vorteil einer fast unbegrenzten Haltbarkeit und geringster Ansprüche an Unterhaltung: sie haben sich gerade darum in den letzten Jahrzehnten ihren weiten Verbreitungskreis erobert.

Überleitung einer Runse

Abb. 843. Lanzowerk, Hangkanal.

In der hydraulischen Leistungsfähigkeit stehen sie, die (gleichzeitig zur Sicherung völliger Dichtigkeit) in der Regel Zementmörtelglattstrich im Innern erhalten, den Holzgerinnen kaum nach ($n = 0{,}012$ bis $0{,}014$)[2]). Auch ertragen sie ebensogut, bei einigermaßen reinem Betriebswasser, hohe Geschwindigkeiten, so daß sie ohne weiteres bis zur wirtschaftlich zulässigen Grenze (in der Regel wohl zwischen 1,5 und 2,5 m/sek gelegen) ausgenutzt werden können.

Ob man Mauerwerk, reinen Betonbau oder Eisenbeton verwendet, hängt wieder ganz von den örtlichen Verhältnissen ab. Wo der Kanal in den Felseinschnitt gelegt werden muß und man guten Baustein ohnedies gewinnt, wird man vielleicht der Ausführung in Mauerwerk den Vorzug geben. Wo dagegen diese Vorbedingungen nicht vorliegen und man außerdem vielleicht schwierige Bodenverhältnisse, Gefahr von Rutschungen, Unterspülung, ein schwieriges Gelände mit vielfältigem Wechsel zwischen Einschnitts- und Hangkanal vor sich hat, kann die Eisenbetonbauweise ihre Vorzüge entfalten. In rein konstruktiver Beziehung eignet gerade sie sich ganz hervorragend für dieses Gebiet, weil sie in bezug auf Freiheit der Formgebung und Mannigfaltigkeit der Möglichkeiten die statischen Bedingungen zu erfüllen, jeder anderen Massivbauweise überlegen ist.

Mit besonderem Erfolg ist man dabei in neuerer Zeit dazu übergegangen, die Kanalschale aus einzelnen Stücken zusammenzusetzen, die auf bestimmten Arbeitsplätzen vorher, fabrikmäßig, hergestellt und in fertigem Zustand zum Einbau an den Verwendungsort befördert werden. Der Vorteil dieses Verfahrens — für das nachher noch einige Ausführungsbeispiele angeführt werden sollen — liegt unter Umständen in der Sicherheit einer auf diese Weise erzielten sorgfältigeren Herstellung, der größeren Unabhängigkeit der Arbeit des Aushebens und Einbauens, der größeren Freiheit gegenüber dem Auftreten

[1]) Vgl. auch Schw. Bztg. Bd. 42, Nr. 1ff.
[2]) Versuche am Kubelwerk s. S. 147.

Digitized by Google

von Grundwasser, der größeren Beschleunigung der Arbeiten und vielfach der Einschränkung des notwendigen Erdaushubs, weil kein besonderer Raum für Schalungen, Rüstungen usw. notwendig ist.

Konstruktive Durchbildung. Die meisten gemauerten Gerinne, und auch die aus Eisenbeton, zeigen (wenn von den hauptsächlich nur für kleinere Wassermengen in Betracht kommenden — und später mit den Druckleitungen zusammen zu besprechenden — Rohrkanälen abgesehen wird) als Querschnittsgrundform die rechteckige. Dieselbe ist zwar in bezug auf hydraulische Leistungsfähigkeit nicht die vollkommenste, wohl aber für die Herstellung wegen der vereinfachten Schalungen die bequemste. — Dies gilt namentlich für die frei auf dem Boden oder am Hang auf kleinen Stützpfeilerchen verlegten selbständigen Gerinne, weniger allgemein für die im Einschnitt verlegten Schalen: Diese, die unter Umständen je nach Bodenbeschaffenheit beträchtliche Außendrücke aufzunehmen haben, sind mehrfach schon in kreisähnlichen Formen mit Vorteil ausgeführt worden. Dann wird neben erhöhter Widerstandsfähigkeit gegen äußeren Druck gleichzeitig der Vorzug besserer hydraulischer Eigenschaften gewonnen.

Die etwa gewünschte Eindeckung der Gerinne erfolgt am vorteilhaftesten mit Eisenbetonplatten, die entweder an Ort und Stelle eingestampft oder, für kleinere Kanäle bequemer und besser: an einzelnen Arbeitsplätzen gefertigt, vielleicht auch von weiterher bezogen, und fertig abgebunden verlegt werden. Eine Überdeckung dieser Platten mit Erde in 40 bis 60 cm Stärke schützt gleichzeitig gegen Frost und Steinschlag.

Ausführungsbeispiele von künstlichen Gerinnen.

Nach diesen allgemeinen Bemerkungen sollen jetzt einige charakteristische Ausführungen noch im einzelnen beschrieben werden.

Lanzowerkkanal. Abb. 843 zeigt einen kleinen Hangkanal, der zu dem Erweiterungsbau des Lanzowerkes bei Turin im Jahre 1909 fertiggestellt worden ist. Die Abbildung läßt deutlich erkennen, wie der Kanal mit vollkommener Anpassung an die Geländeform offen im Anschnitt des etwa unter 25° geneigten Hanges verlegt ist. Der angetroffene Kalkfelsen ist unmittelbar zur Herstellung des ziemlich unregelmäßigen Mauerwerks verwendet. Der Querschnitt des für 3,0 cbm/sek berechneten Kanals ist sehr einfach angelegt. Die Eisenbetondecke von etwa 12 cm Stärke ist mit einer 30—40 cm starken Erdschichte überdeckt. Das Bergwasser und die Abflüsse kleiner Gerinne sind in zahlreichen Sickerdohlen teils unter, teils über dem Kanal hindurch abgeführt. Für die Wahl der Bauweise in Mauerwerk sprach bei dieser Ausführung sehr stark jedenfalls der Umstand mit, daß am Ende des Kanals, 160 m über dem Maschinenhaus, ein großes Ausgleichbecken von 80 000 cbm Nutzinhalt in dem steilen Felshang ausgebrochen werden mußte, das den nötigen Baustein in überreichlicher Menge lieferte. Abb. 843 zeigt die kleine Feldbahn, die längs der ganzen etwa 6 km langen Kanallinie verlegt ist.

Abb. 844. Big Cottonwood-Kanal. Betonmischer über Rollbahn, diese über der fertigen Schalung. (Abb. 844 bis 846 von Ing. Householder, Salt Lake City.)

Digitized by Google

Abb. 844, 845. 846 zeigen den **Big Cottonwood-Kanal**[1]) zur Trinkwasserversorgung der Stadt Salt-Lake (Utha), 1905 bis 1907 ausgeführt.

Der durchweg gleichartig behandelte Kanal führt in einer Gesamtlänge von 11,6 km durch ein rauhes Felsengebirge und ist teils überdeckt im Einschnitt, teils flach auf den Boden, teils auf kleinen Pfeilern freitragend verlegt. Der in Abb. 846 dargestellte Querschnitt wurde im größeren Teil der ganzen Strecke, daneben in der ersten Zeit noch ein Querschnitt mit flacher Decke ausgeführt. Den letzteren hat man wegen der geringeren Sicherheit gegen Steinschlag und seines anscheinend ungünstigeren Verhaltens bei den kleinen Setzbewegungen des abbindenden Betons später aufgegeben. Das Gerinne hat in einem nutzbaren Wasserquerschnitt von etwa 1,1 qm planmäßig 1,7 cbm/sek bei etwa 1,55 m/sek mittlerer Geschwindigkeit abzuführen.

Die Bauausführung verdient wegen der gut durchdachten wirtschaftlichen Anlage Beachtung. Zur Durchführung des Baues mußte eine eigene Zufahrtsstraße der ganzen Kanallinie entlang angelegt werden, um die Beischaffung der notwendigen Baustoffe in der abgelegenen und unwegsamen Gegend zu ermöglichen.

Abb. 845. Big Cottonwood-Kanal. Bauausführung in offener Hang- und Brückenstrecke.

Wenn das Planum für eine genügend große Kanalstrecke vorbereitet war, was bedeutende Felsarbeiten erforderte, wurde die Verschalung in einem Zuge aufgestellt und über ihren Rahmen eine kleine Materialrollbahn verlegt. Von dieser aus konnten dann die Betonwagen in bequemster Weise die Schüttung unmittelbar vollbringen. Der Beton wurde in den bekannten doppelkegelförmigen Smithschen Mischern hergestellt, die in Abständen von etwa 300 m, je nach der Zugänglichkeit von der Fahrstraße aus: entweder unmittelbar senkrecht über dem Kanaleinschnitt (Abb. 844, 845) oder in seiner nächsten Nähe, aber immer erhöht, aufgestellt waren, so daß sie unmittelbar in die Förderwagen ausschütten konnten.

Die gut durchgebildete Verschalung (Abb. 846) zeigt eine Kernform, in Stücken von 1,80 m Länge hergestellt, und an den Drähten an den auch die Arbeitsbahn tragenden

[1]) Eng. Rec. 13. VII. 1907 und 21. III. 1908 und Mitteilungen der Firma J. P. Moran, Contractor in Salt-Lake City (Oberingenieur Householder).

Digitized by Google

Rahmen aufgehängt; die Drähte wurden nach Abbindung des Betons zur Ausschalung einfach durchgeschnitten.

Die zur Überschreitung von Geländesenken notwendigen Pfeiler sind in reinem Stampfbetonbau, vgl. Abb. 846, geraume Zeit vor Ausführung des Gerinnes erstellt, um Sicherheit vor gegenseitiger ungünstiger Kräftewirkung zwischen den sich setzenden Pfeilern und dem der Erwartung nach den Wärmedehnungen unterworfenen durchgehenden Kanal zu schaffen.

Die Bewehrung besteht aus 9 bis 12 mm starken Rundeisen, die auch in der Längsrichtung verlegt wurden, um Sicherheit gegen Rißbildung zu schaffen. Ausdehnungsfugen wurden keine angebracht. Risse sind nach Mitteilung der Bauleitung nur an den Berührungsstellen älteren, bereits abgebundenen Betons mit neuem entstanden. Diese Stellen liegen, da der Kanal in regelmäßigen Abschnitten von 300 m ausgeführt wurde, jeweils ebensoweit auseinander. Die Risse sind sehr klein. Das fertige Gerinne wurde an allen einigermaßen gefährdeten Stellen 60 cm stark mit Erde überdeckt.

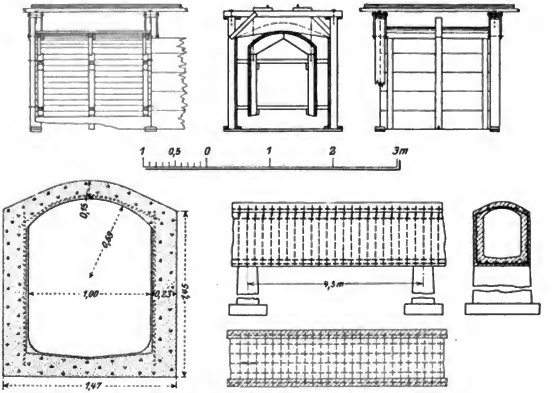


Abb. 846. Big Cottonwood-Kanal. Konstruktive Einzelheiten. Maßstab 1:110, 1:66,6, 1:35.

Bei der Ausführung wurden in jeder 300 m langen Teilstrecke im ganzen 46 Arbeiter mit Mischen, Verteilen und Stampfen beschäftigt und dabei in 10stündiger Arbeitszeit durchschnittlich 120, höchstens 150 und mindestens 110 m täglich fertiggestellt. Die Ausführung der ganzen, 11,6 km langen Kanalstrecke hat nach deutschem Gelde alles in allem 1.6 Mill. M. gekostet, das sind etwa 136 M/m oder 124 M/cbm der betriebsmäßigen Wasserfüllung. Die Abgelegenheit der Baustelle und die hohen amerikanischen Löhne sind für die verhältnismäßig große Höhe dieser Arbeitskosten als Erklärung anzuführen.

Hangkanal Mörel-Brieg. Wegen seiner verhältnismäßig großen Abmessungen und als eines der wenigen bisher in Europa ausgeführten Eisenbetongerinne erwähnenswert ist (Abb. 847, 848, 849) der 1899 erbaute Hangkanal von Mörel-Brieg (Wasserfassung S. 904). Dieser[1]) für 5 cbm/sek berechnete Kanal fährt mit 1,2 ‰ Gefälle in einer Länge von 2985 m an wilden Geröllhalden und teilweise sehr steil abfallenden Felswänden des oberen Rhônetales her. Der Lichtquerschnitt mißt 3,6, der planmäßige Nutzquerschnitt: 3,4 qm. Da es sich bei der Herstellung des kleinen Kraftwerkes, dem dieser Kanal das

[1]) Nach Mitteilung der Direktion der Schw. Bundesbahnen, vgl. auch Schw. Bztg. Bd. 38, Nr. 18 ff.

Digitized by Google

Wasser zuführt, darum handelte, rasch in den Betrieb zu kommen — die Anlage war dazu bestimmt, dem Bau des Simplon-Tunnels die nötige Kraft zu liefern —, war hier die Eisenbetonbauweise, abgesehen von ihren sonstigen Vorzügen, ohne weiteres die gegebene. Interessant ist dabei, daß auch hier ursprünglich Holzausführung vorgesehen, dann aber doch zugunsten des dauerhaften Eisenbetons verworfen wurde.

Abb. 847. Eisenbeton-Hangkanal Mörel-Brieg. Blick talaufwärts.

Die Bewehrung besteht aus Rundstahl, die Betonumkleidung ist sehr sparsam ausgebildet (Seitenwände 10, Decke 10 bis 13, Sohle 12 bis 15 cm stark).

An jedem der 5 m voneinander entfernten und je nach Höhe und Lage verschieden behandelten Pfeiler (Abb. 848, bis zu 9 m hoch), ist eine durchgehende, durch Halbrundfeder und Nut gebildete und nachträglich mit Zementmörtel abgedichtete Dehnungsfuge angelegt. Alle 100 m ist ein eiserner Einsteigdeckel eingebaut.

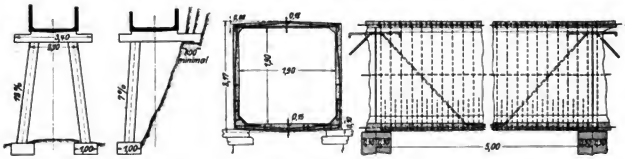


Abb. 849. Gerinnebewehrung. Maßstab 1:100.

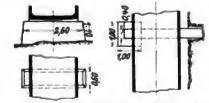


Abb. 848/49. Kanal Mörel-Brieg. Einzelheiten. (Schweiz. Bauztg. 1904.)

Abb. 848. Stützpfeiler. M. 1:190.

Die Ausführung hat sich in mehr als 10jährigem Bestand gut bewährt. Kleine Undichtigkeiten sind nur an einzelnen Stellen der Decke bemerkbar, hauptsächlich im unteren Teil der Strecke, wo Bläschen von Wasser und mitgerissener Luft aus einzelnen feinen Querrissen (anscheinend bei Rückstau) aufperlen.

Die gesamte Bauzeit des Kanals betrug 200 Tage, die Kosten waren (ohne Grunderwerb und Entschädigungen): 372 000 M., das sind: 125 M. auf den lfd. m, oder 36,7 M. auf 1 cbm Nutzwasserraum.

Loch-Leven-Werkkanal. Eine neuere, wegen ihrer Größe und mancher noch später zu besprechenden eigenartigen Einzelheiten bemerkenswerte Anlage ist diejenige des Loch-

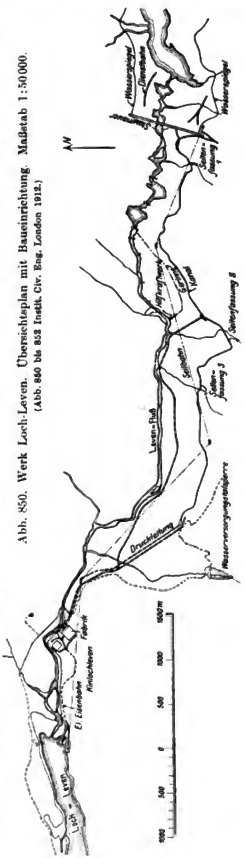
Digitized by Google

Leven-Kraftwerkes im schottischen Hochland (Abb. 850, 851 u. 852)[1]). Der Kanal wurde in 4,5 km Länge durchweg als Hanggerinne z. T. an sehr steilen Schluchtwänden entlang unter mannigfaltigem Geländewechsel geführt. Die höchste Wassermenge ist 11,8 cbm/sek. Der Kanalquerschnitt mißt im Lichten 2,45/2,45 m und hat 2,45/2,3 m rechnungsmäßige Nutzfläche. Mit dem Gefälle von 1 : 1000 wird eine Strömungsgeschwindigkeit von 2,1 m/sek erreicht. Gefälle und Kanalabmessungen sollen auf Grund eingehender wirtschaftlicher Vergleichsrechnungen gewählt worden sein, wobei für die Wahl der verhältnismäßig großen Geschwindigkeit schwierige Ausführung des Kanals und der vielfach sehr beschränkte Platz an den steilen Hängen maßgebend waren.

Beton wurde in Mischung 1 Zement + 4 Kiessandmischung und als Bewehrung Streckmetall von 75 mm Maschenweite und 5 bzw. 8 mm Blechstärke genommen.

Der Bauvorgang war hier ein etwas anderer als bei dem kleinen und mehr gedrungen angelegten Big Cottonwood-Querschnitt (S. 1102). Die Betonierung des unteren Teils wurde zuerst für sich in Höhe des Kanalbodens ausgeführt, wobei schon Zuganker für die nachher für sich als steife Platten aufgesetzten Seitenwände eingelegt wurden. Darauf wurde die Verschalung (Abb. 851) für die aufgehenden Wände in Abschnitten von etwa 10 m Länge an verschiedenen Arbeitsstellen gleichzeitig aufgesetzt (wobei an jeder Arbeitsstelle 14 bis 15 Mann arbeiteten) und dann der auf seitlichen Arbeitspritschen hergestellte Beton eingebracht und gestampft. Die Schalung wurde nie früher als 4 Tage nach vollendeter Stampfung abgebaut. Alle 16 m wurde eine Ausdehnungsfuge (Abb. 851) angebracht, die, mit einer Asphaltteermischung eingestampft, sich sehr gut bewährt haben soll. Boden und Seitenwände, die an sich schon wegen der fetten Betonmischung und der Verwendung einer Höchstkorngröße von nur 20 mm ebenfalls große Dichtigkeit hatten, wurden zum Schluß noch mit einer 25 mm starken mit Granitgrus zubereiteten Zementmörtelschicht in Mischung 1:3 überzogen. Zu allerletzt wurde die Decke eingebaut, für welche indes die Zuganker von Anfang an bei Errichtung der aufgehenden Wände angebracht worden waren. (Eine gewisse Gefahr bei derartiger Ausführung besteht in der Möglichkeit, daß sich an den Fugen zwischen altem und neuem Beton Undichtigkeiten herausstellen.)

Sehr sorgfältige Vorkehrungen wurden für die Ableitung des Bergwassers getroffen, deren Wichtigkeit aus einem beim Bau vorgekommenen Unfall erhellt: Infolge Verstopfung einiger der angebrachten Sickerrohre staute sich das Wasser hinter der im Bau begriffenen Mauer auf und drückte an zwei Stellen auf insgesamt rd. 40 m Länge die eben erstellte Wand um.



den freien Strecken lagen 60 % der Länge in wenig durchlässigem Boden, meist verdrücktem und mit Lehmbänken durchzogenem Fels, also alles in allem: ein rutschgefährliches Gelände. Da die Hänge außerdem meist unter dem natürlichen Ruhewinkel geböscht lagen, war die erste Forderung: große Eingriffe tunlichst zu vermeiden, und einen in sich standfähigen Querschnitt zu entwerfen. Die ausgeführte (Abb. 853) Eisenbetonschale wurde, als am besten diesen Bedingungen entsprechend, gewählt. Die endgültige Form

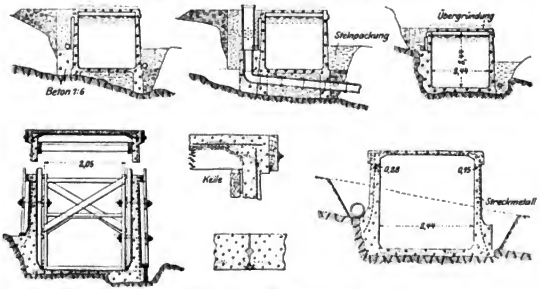


Abb. 851. Querschnitte. Maßstab 1:190 und 1:110.

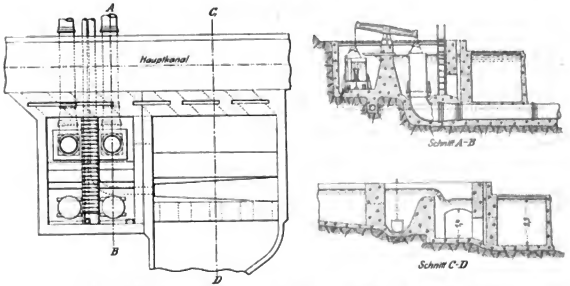


Abb. 852. Selbsttätige Entlastung an Seitenzuläufen. Maßstab 1:200.

Abb. 851/852. Kanal Loch-Leven.

ist das Ergebnis ausführlicher Belastungsstudien und Versuche, die mit zahlreichen Probestücken verschiedener Form ausgeführt wurden und bei denen die Pressung über das zweifache des betriebsmäßigen Wasserinnendruckes gesteigert wurde. Diese Versuche haben vor allem eine große Elastizität nachgewiesen und gezeigt, daß die bei Überlastung entstandenen kleinen Haarrisse sich nach Entlastung sofort vollkommen, wenigstens für das Auge, wieder schlossen, obwohl vorher eine Verlängerung des wagrechten Durchmessers um 16 mm festgestellt worden war.

Auch in hydraulischer Beziehung hat die gewählte Kanalform außerordentlich gute Eigenschaften: der Querschnitt hat die Form eines Kreisausschnittes vom Mittelpunkts-

Digitized by Google

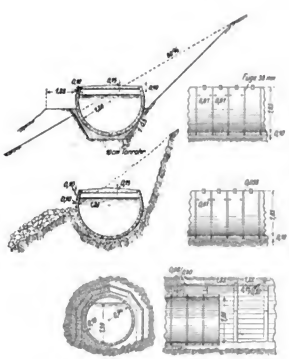


Abb. 853a. Ausführung.

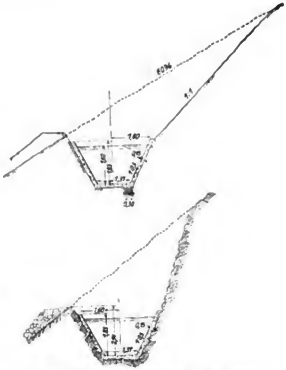


Abb. 853b. Vergleichsentwurf nach älteren Vorbildern.

Abb. 853. Tieton-Kanal. Querschnitte. Maßstab 1:175.
(Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1911.)

Abb. 854. Tieton-Kanal. Stählerne Kernform.
(Abb. 854 bis 856 vom U. S. Reclam. Service.)

Digitized by Google

winkel: 232°, die planmäßige Wassertiefe (1,6 m) beträgt rd. 65 % des Durchmessers (2,54 m). An Hand der bekannten graphischen Kanalisationsberechnungstabellen[1]) kann man sich leicht überzeugen, daß der Querschnitt bei diesen Abmessungen tatsächlich der vollkommensten Ausnützung nahekommt (beispielsweise würde ein Halbkreis von gleichem Flächeninhalt einen nur 3 cm größeren hydraulischen Radius aufweisen, bzw. einen nur um 12 cm kleineren Umfang besitzen, dabei aber wegen der größeren Breitenabmessungen und daraus entspringenden größeren Beanspruchungen höheren Betonbedarf und auch wesentlich größeren Einschnittsaushub verlangt haben.

Die gewählte Form legte es nahe, zur Erzielung größtmöglicher Wirtschaftlichkeit die Schale in einzelnen Stücken fabrikmäßig herzustellen und erst fertig an Ort und Stelle einzubauen.

Abb. 855. Arbeitsplatz zur Fabrikation der Schalringe mit Aufzug nach der Baulinie.

Abb. 856. Verlegen der Schalringe am Hang.

Abb. 855/856. Tieton-Kanal.

Die einzelnen Stücke haben 60 cm Länge, 10 cm Wandstärke und sind mit 9,5 mm Rundeisen in 10 cm Abstand bewehrt. Jeder Ring erhielt oben einen Versteifungsanker vom Querschnitt 10/15 cm, gleichfalls mit Eiseneinlagen. Jeder Ring wiegt 815 kg. Sand wurde im Talweg genommen, Schotter gebrochen und als Höchstkorngröße 67 mm zugelassen; trotzdem dabei die magere Mischung 1 Zement zu 10 Kiessand verwendet wurde, soll sich doch (wohl mit infolge der angewandten sehr nassen Betonverarbeitung und sorgfältiger Nachbehandlung beim Abbinden) eine ausgezeichnete Dichtigkeit später ergeben haben.

Für die Ausführung der Schalringe wurden einzelne Arbeitsplätze im Grunde der durchfahrenen Täler angelegt, mit kleinen Pumpanlagen, Steinbrechern, Mischern und rotierenden Sieben. Als Verschalung wurden leicht bewegliche Formen aus Eisenblech verwendet (Abb. 854), die auf eigens konstruierten Wagen verfahren werden konnten. Die Formen wurden auf dem geglätteten Boden der Arbeitsplätze verlegt und durch Einbringen einer 25 mm starken Grundschicht aus einer Mischung von Lehm, Sand und Gips, die sorgfältig eingeebnet und geglättet wurde, abgedichtet, derart, daß bei dem nachfolgenden Stampfen des dann eingebrachten Betons kein Ausfließen des Zement stattfand, obwohl die Mischung sehr naß angemacht wurde. Vor dem Einbringen des Betons wurden noch alle Teile der Form

[1]) Z. B. Weyrauch, Umschlagseite.

Digitized by Google

gut eingeölt. Nach vollendeter Stampfung wurden die für gegenseitigen Anschluß an den Enden der Ringe erforderlichen Rillen mit Formeisen eingeprägt. Die Stampfarbeit wurde gewöhnlich von 10 Mann und einem Vorarbeiter ausgeführt, die in einem Zug täglich 80—100 Formen aufsetzen konnten.

Die vollgestampften Formen wurden 24—36 Stunden, zu kalter Zeit sogar 2—3 Tage, stehen gelassen, dann wurde ausgeschalt und sogleich der Beton mit Sackleinen abgedeckt, das ständig naß gehalten wurde, in warmer Zeit 10 Tage lang.

Im ganzen ließ man die ausgeschalten Ringe mindestens 30 Tage an Ort und Stelle abbinden, dann wurden sie mit besonderen, mit Hebelbock und Flaschenzug ausgerüsteten Wagen angehoben, und diese Wagen in Zügen zu 4 bis 6 vereinigt, zum Teil über Bremsberge, nach der Kanallinie hinaufgeführt (Abb. 855), wo die Wagen von Pferden auf dem vorher zugerichteten Kanalbett an die Verwendungsstelle geschleppt wurden.

Zum Abladen der Ringe und zum Einbauen in das vorbereitete Kanalbett wurden Doppeljoche aus Stahlrohr mit dazwischen laufender Krankatze benutzt (Abb. 856), wodurch die Möglichkeit einer sehr genauen Verlegung in wagrechtem und senkrechtem Sinne geschaffen wurde. War ein Ring in richtiger Lage, so wurde der noch 10 bis 15 cm betragende Zwischenraum auf etwa 1,8 m Breite unter dem Ring mit ausgesuchtem lehmfreiem Boden ausgefüllt und mit langen Eisen gestampft so lange, bis der Ring sich zu heben anfing. Der übrige seitliche Raum wurde weniger sorgfältig, in Schichten von 30 bis 60 cm, mit Handstößeln eingestampft. Zwischen benachbarten Ringen wurden je 37 mm Spielraum gelassen, die nachträglich mit feiner Betonmischung (Korngröße kleiner als 12 mm) ausgefüllt wurden, worauf die so hergestellte Fugendichtung mit genetztem Sackleinen als Schutz gegen Sonnenwirkung abgedeckt wurde. Die verhältnismäßig große Weite der Fugen ermöglichte es, Hand in Hand mit dieser Arbeit auch die unvermeidlichen kleinen Unrichtigkeiten der gegenseitigen Lage der Ringe mit sanftem Übergang auszugleichen, ohne daß scharfe Kanten entstanden.

Eine Arbeitergruppe, bestehend aus 8 Mann unter einem Vorarbeiter und einem Aufseher, verlegte in der geschilderten Weise täglich im Durchschnitt 40 bis 50 Ringe.

In den angegebenen Quellen finden sich zum Schluß noch interessante sehr eingehende Angaben über die Kosten der Ausführung, die, wenn sie sich auch auf amerikanische Preisverhältnisse beziehen, hier doch wiedergegeben werden sollen. Sie vermögen doch einen gewissen Anhalt zu geben, wenn man berücksichtigt, daß die Arbeitslöhne für europäische Verhältnisse nur mit etwa 40 bis 50 % der amerikanischen eingesetzt werden dürfen.

Es hat gekostet:	a) für 1 m Kanallänge M.	b) für 1 cbm Beton M.
1. Baueinrichtung und Nebenarbeiten, Stahlformen, Mischer, Brecher, Wasserleitung, Pumpen, Gleise, Wagen	10,4	17,5
Aufsetzen der Formen	7,1	12,2
Aushub, Beischaffen, Brechen und Sieben der Betonstoffe	4,8	8,3
Mischen und Verteilen des Betons	2,2	3,8
Einlegen der Eisen und Einfüllen	2,1	3,6
Ausschalen, Nässen und Zurichten	3,2	5,5
Zement	10,8	18,5
Stahl (27 kg auf den lfd. Meter Kanal)	15,0	26,0
Summe 1: Herstellung der Ringe	55,6	95,4
Die Kosten wurden 1908 ermittelt, als bereits etwa die Hälfte des Kanals fertiggestellt war; sie enthalten 13 % Bauleitungskosten und die Baukosten einer Fahrstraße. (Tagelohn: 8,4 bis 10,5 M. bei 8stündiger Arbeit.)		
Weiter:		
2. Beiführen, Verlegen und Hinterfüllen der Ringe	18,2	31,6
Ausfugen	7,0	12,0
Summe 2: Gesamtkosten der Kanalherstellung, ausschl. Herstellung des Einschnittsbettes	80,8	139,0

Für einen derartigen Hangkanal von 3,9 qm Nutzquerschnitt ist das, immer in Ansehung der amerikanischen Lohnverhältnisse, zweifellos ein sehr billiger Preis, namentlich im Vergleich mit dem oben beschriebenen Big Cottonwood-Kanal (S. 1103). Dieses Ergebnis ist zwar zum Teil jedenfalls der großen Ausdehnung der Arbeit (21 km Länge), zu einem

Digitized by Google

großen Teil zweifellos aber auch der angewendeten Bauweise: Trennung von Herstellung des Schalgerinnes und seiner Verlegung, und der hochwirtschaftlichen Konstruktion und Arbeitseinteilung zuzuschreiben. (Endgültige Zahlen siehe S. 1360ff.)

Bei der ersten Beschlußfassung über die Annahme des von Ing. Hopson entworfenen Schalgerinnes hatte man unter anderem auch eine Ausführung als Holzgerinne in der früher in Amerika üblichen Form in Wettbewerb gestellt. Man hatte dabei für das Holzgerinne 10 bis 15jährige Lebensdauer und Unterhaltungskosten nach anderwärts gemachten Erfahrungen in Rechnung gestellt, die Verzinsung war mit 6% angenommen, und das Ergebnis der Berechnung war, daß eine unbegrenzt haltbare Bauweise (für die man die jetzt gewählte wohl ansehen durfte) noch bei 2,5 mal höheren Anlagekosten wirtschaftlicher Weise den Vorzug vor der Holzkonstruktion verdiente. Zum Überfluß hatten aber auch schon die angestellten sorgfältigen Kostenberechnungen gezeigt, daß ein gut ausgeführter Holzkanal, nämlich mit Pfosten auf Mauerfundament (unbedingt nötig, weil an der Berührungsstelle der Pfeiler mit dem Erdboden der wundeste Punkt liegt, vgl. S. 1099), schon an sich 1,5 mal so viel gekostet hätte, als die jetzt ausgeführte Anlage, die tatsächlich in technischer und wirtschaftlicher Beziehung gleich musterhaft genannt zu werden verdient. Die Wahl eines normalen mit Stampfbeton ausgekleideten Hangkanals (vgl. Abb. 853b) hätte erheblich größere Eingriffe in den bestehenden Hang verlangt, was eben hier vermieden werden mußte.

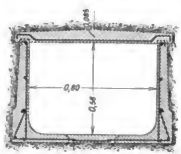


Abb. 857. Plattenkanal, System Eschenbrenner. Querschnitt eines verdeckten Gerinnes.
(Abb. 857 bis 859 v. Plattenkanalgesellschaft, München.)

Platten-Kanal Eschenbrenner. In neuester Zeit ist in dem Platten-Kanal-System Eschenbrenner eine Bauweise bekannt geworden, die das beim Tieton-Kanal angewendete System noch etwas weiter entwickelt zeigt. Sie läßt nämlich eine vollständig fabrikmäßige Herstellung von Normalstücken zu, die an Ort und Stelle zu Schalquerschnitten von ziemlich beliebigen Größenabmessungen zusammengesetzt werden können (Abb. 857)[1]).

Abb. 858. Plattenkanal bei Partenkirchen, im Betrieb.

Die winkelförmigen Stücke werden an Ort und Stelle in richtiger Lage und Entfernung eingebaut, und der zwischen ihnen am Boden verbleibende Zwischenraum mit Beton ausgestampft (Abb. 858/59). Um eine innige Verbindung der in dieses Zwischenstück einzulegenden Eisen mit den Seitenteilen herzustellen, ist die Anordnung getroffen, daß die Eisenbewehrung dieser fertiggelieferten Wangenteile aus dem Fußstück eine kleine Strecke hervorragt. Deckplatten, die gleichfalls mit beliebigen Abmessungen und auf Vorrat hergestellt werden, können, wenn es erwünscht ist, leicht aufgebracht werden. An ihrer Stelle können aber auch lediglich zur Verankerung einfache Winkeleisenrahmen mit Rundeisenzugstangen um das fertige Gerinne herumgelegt werden (Abb. 859a).

Als ungefährer Anhalt für die Ausführungskosten derartiger Gerinne kann[2]) dienen, daß die fertigen Winkelstücke sich durchschnittlich auf 80 bis 85, der bewehrte Sohlenbeton auf 30 bis 40 M/cbm stellen.

[1]) Vgl. Armierter Beton Okt. 1910, S. 400ff.
[2]) Mittlg. der deutschen Massivdecken- u. Plattenkanalgesellschaft in München.

Digitized by Google

Der Partenkirchner Querschnitt[1]) stellte sich ohne Erdarbeiten und Unterbau auf etwa 32 M/m. Der tägliche Fortschritt betrug bei den Ausführungen 20 bis 30 m bei Anstellung von 3 Maurern und 5 Handlangern. (Risse sind hier mangels Dehnungsfugen und Längseisen im zweiten Winter in beträchtlichem Umfang aufgetreten. Der Kanal ist innen mit Siderosthen gestrichen.)

Abb. 859. Plattenkanal bei Partenkirchen, im Bau.

Die neue Bauweise eignet sich nicht nur für Hangkanäle oder Pfeilergerinne über Senkungen, wie sie in den photographischen Abbildungen dargestellt sind, sondern ebensogut zur Herstellung der Ausschalung von kleinen offenen oder verdeckten Werkkanälen, im Einschnitt oder Auftrag. Sie darf wegen ihrer vielfältigen Verwendbarkeit und der zweifellos vorhandenen wirtschaftlichen Vorzüge, sowohl für kleinere Anlagen, wo sich größere eigene Baueinrichtungen nicht rentieren würden, wie für größere, wo dann die Herstellung der Normalstücke zweckmäßigerweise am Bauplatz selbst stattfinden würde, Bedeutung für die Zukunft beanspruchen.

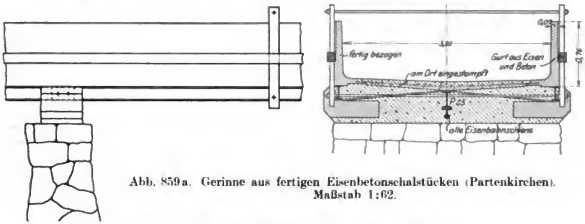


Abb. 859a. Gerinne aus fertigen Eisenbetonschalstücken (Partenkirchen). Maßstab 1:62.

Unter- und Überführungen von Kanälen.

Außer an Steilhängen, wie es bei den bisher beschriebenen Ausführungen hauptsächlich der Fall war, sind künstliche Gerinne immer da am Platz, wo es sich darum handelt, einen Kanal über einen Verkehrs- oder Wasserweg hinweg, oder unter demselben hindurchzuleiten. Im ersten Falle entstehen die sogenannten Brückenkanäle (zu unterscheiden von den Kanalbrücken, welche umgekehrt die Überführung eines anderen Verkehrsweges über einen Kanal vorstellen), im zweiten Falle entsteht eine dem Düker verwandte Anordnung, mit der Eigentümlichkeit, daß der Kanalspiegel im natürlichen Gefälle weiter-

[1]) Mittlg. von Elektrizitätswerk und Holzwollefabrik Partnach.

Digitized by Google

geführt ist, also Wasserdruckwirkung im Innern des Bauwerks nicht auftritt. (Die Düker i. e. S. werden später im Abschnitt „Druckleitungen" besprochen werden.)

In bezug auf die konstruktive Anordnung besteht der wesentlichste Unterschied gegenüber den bisher besprochenen Einschnittsgerinnen darin, daß die, ja auch dort schon hier und da vorkommenden Stützpfeiler nach Größe und Bedeutung mehr in den Vordergrund treten. Denn es handelt sich meist um Übersetzung größerer Höhen und daher werden entsprechend größere Stützweiten durch einfache wirtschaftliche Überlegungen nahe gelegt. Zwei verschiedene Grundsätze können bei der Anordnung der Bauteile beobachtet werden: Die Aufgabe, das Gewicht des überströmenden Wassers und des Gerinnes aufzunehmen, kann entweder einem besonderen Konstruktionsteil: der eigentlichen Brücke, ausschließlich anvertraut werden, oder aber es kann das Gerinne selbst als ein in sich steifer, genügend tragfähiger Balken angelegt werden. Im allgemeinen kann man annehmen, daß die letztere Anordnung eine etwas vollkommenere Ausnützung des Baustoffes und daher etwas größere Sparsamkeit ermöglicht. Dies wenigstens dort, wo Holz, Eisen und Eisenbeton verwendet werden, die ohne weiteres zur Herstellung biegungsfester Balken geeignet sind. Die Trennung in das eigentliche Gerinne und einen tragenden Teil wird sich dagegen hauptsächlich dort empfehlen, wo aus anderen, örtlichen und sonstigen Gründen Ausführung in reinem Mauerwerksbau erwünscht erscheint, die dann notwendigerweise zur Anwendung des Steinbogens als Trageglied Anlaß gibt.

Eine Trennung der Aufgaben, als Gerinne Wasserzuleitung und als Träger Lastaufnahme zu leisten, wird sich wohl immer dort empfehlen, wo große Höhen zu überbrücken sind. Denn dort werden auch große Spannweiten eine wirtschaftliche Notwendigkeit, und bei den meist verhältnismäßig geringen Abmessungen der Kanäle würde es ohnedies nicht mehr möglich sein, sie in wirtschaftlicher Weise als selbständige Träger auszubilden. Die nachfolgenden Ausführungsbeispiele werden diese Grundsätze gut veranschaulichen.

Inbezug auf die Eignung der verschiedenen Baustoffe für die Ausführung von Brückenkanälen ist nicht viel Neues zu sagen:

Die Anwendung des Holzes als Baustoff ist auch hier i. a. als überlebt zu bezeichnen. In Abb. 842 ist als Beispiel einer der wenigen neueren Ausführungen der Querschnitt einiger beim Kernflußwerk (Kalifornien) verwendeten Holzbrückenkanäle wiedergegeben. Diese Gerinne, 5 an der Zahl, haben Pfeilerabstände bis zu 10 m, und das längste von ihnen hat eine Gesamtlänge von über 300 m. Die hölzernen Gerüstpfeiler sind sorgfältig auf Mauerklötze aufgebaut, um sie dem Einfluß der Bodenfeuchtigkeit zu entziehen. Die Holzkonstruktionen selbst sind außerdem überreichlich bemessen, so daß sie nach Erwartung der Erbauer trotz Fäulnis eine Lebensdauer von 30 bis 40 Jahre haben werden. Ein wirtschaftlicher Vorteil wird natürlich bei solchen Vorsichtsmaßregeln etwa gegenüber Eisenbeton schon in den Anlagekosten selten irgendwo noch nachzuweisen sein und eine Verminderung der Häufigkeit der Betriebsstörungen wird auch nur in der ersten Zeit erreicht werden.

Eisen oder Stahl als Baustoff findet sich bei größeren Brückenkanälen häufiger als bei kleinen Gerinnen. Die vollendete Ausnutzung, die sich mit diesem Baustoff erreichen läßt, seine konstruktive Schmiegsamkeit, die ohne besondere Mühe erzielbare große Dichtigkeit, die Möglichkeit große Spannweiten zu erreichen, sind alles wichtige Gründe, um die Wahl der Eisenbauweise nahezulegen. Die Dauerhaftigkeit ist bei einigermaßen sorgfältiger Unterhaltung, die lange nicht die Mühe und Betriebserschwernisse bedingt, wie der Holzbau, eine recht gute.

Größere eiserne Brückenkanäle finden sich ausgeführt vorerst nur bei Schiffahrtskanälen, so, noch in neuerer Zeit erbaute, im Zuge des Marne-Saône-Kanals (Abb. 860). In kleinen Abmessungen (3 bis 4 qm) finden sich namentlich in Amerika zahlreiche Ausführungen mit halbkreisförmigem (Hängeblech-)Querschnitt.

Die Bauweise in Eisenbeton wird allerdings in Zukunft den rein eisernen Bauten immer stärkeren Wettbewerb bereiten. Denn sie besitzt alle ihre Vorzüge, namentlich auch den, mit geringen Bauhöhen und einfachen, geraden Trägerformen auszukommen, dazu aber noch den einer wesentlich größeren Haltbarkeit und inbezug auf Unterhaltungskosten: der größten Anspruchslosigkeit. Dabei braucht sie auch noch nicht einmal immer in den Anlagekosten teurer zu sein: da sie das Eisen in einer sehr billigen Form: als Rundeisen, ohne Nietarbeit usw. verwendet, kann sie gelegentlich sehr wohl bei geeigneten Verkehrs-

Digitized by Google

und Bodenverhältnissen auch in diesem, überdies wirtschaftlich ja nicht unbedingt ausschlaggebenden Punkte den Wettbewerb aufnehmen. Einige Ausführungsbeispiele folgen noch.

Die Ausführung in reinem Mauerwerk oder Stampfbeton kommt wieder hauptsächlich dort in Betracht, wo Bausteine, etwa aus Stollenausbruch usw., im Überfluß zur Verfügung stehen, oder wo die Arbeitsverhältnisse, vielleicht auch ein — allerdings unberechtigtes — Mißtrauen in die Verwendung von Eiseneinlagen diese Bauweise an sich vorteilhafter erscheinen läßt. Endlich unter Umständen dort, wo etwas größere Massigkeit erwünscht, das ist: in der Kraftausnutzung und dem Schiffahrtsbetrieb gleichmäßig dienenden Kanälen, wo also Stöße von Schiffen usw. nicht ausgeschlossen sind. (Ausschlaggebend ist allerdings auch dieser Gesichtspunkt nicht: man kann meist unter geringen Mehrkosten Leitwerke und dergleichen anbringen, die auch leichte Konstruktionen in Eisen oder Eisenbeton durchaus für derartige Fälle geeignet machen.)

Bei den Ausführungen mit starrem Stein-Baustoff, Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, ist der Erzielung der Wasserdichtigkeit größte Aufmerksamkeit zu schenken. Durchsickerungen, die sich im Mauerwerk verlieren, sind sehr gefährlich, weil sie im Winter durch Eisbildung im Mauerinnern zur Zerstörung des Bauwerks beitragen.

Aus gleichem Grunde ist der Ausgleichung der Wärmedehnungen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Bei längeren Brückenkanälen sind daher besondere Ausdehnungsfugen anzuordnen, die durch Nutbildung, Metallüberdeckung usw. aufs sorgfältigste abzudichten sind, vgl. Abb. 871a, 1067.

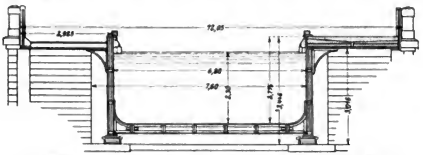


Abb. 860. Eiserner Brückenkanal bei Condes (Marne-Saône-Kanal).
(G. Civ. 1908.)

Ein wunder Punkt bei allen Brückenkanälen und ähnlichen Bauwerken ist der Landanschluß, besonders wenn er an geschüttete Kanaldämme hergestellt werden muß. Er bietet naturgemäß wieder „Linien kleinsten Widerstandes". Die Gefahr von Durchsickerungen, im weiteren Verlauf: Durchbrüchen ist daher hier immer groß; beim Entwurf des Bauwerks muß dem durch besondere Formgebung der Anschlüsse, Abfangrippen usw. von vornherein Rechnung getragen werden.

Unter Umständen, namentlich bei längeren Brückenkanälen und bei eingedeckten Gerinnen, also auch Unterführungen, können noch einige Nebenanlagen, als Mittel der Betriebssicherheit, nötig werden. Das sind in erster Linie Entlastungsüberfälle, die ein Überströmen der seitlichen Wandungen, bzw. ein Unterdrucksetzen verhindern sollen. Manchmal hat man auch noch Kanalabschlüsse mit den Häuptern von Brückenkanälen in Verbindung gebracht, die es gestatten, den Kanal in einzelnen Strecken abzuschließen und so die Wirkung etwaiger Dammbrüche örtlich zu begrenzen.

In bezug auf die wirtschaftliche Durchbildung der Bauwerke im einzelnen lassen sich einige einfache allgemeine Grundsätze aufstellen:

Für die Pfeilerentfernung sind neben praktischen, auf der Geländebildung usw. beruhenden Forderungen einfache statische aus dem Brückenbau her genugsam bekannte Sätze maßgebend, die für jede Bauweise, Gründungsart, Pfeilerhöhe usw. eine „günstigste" Stützweise festlegen.

Der Gerinnequerschnitt wird, um unruhige Wasserbewegung und Gefällsverluste zu vermeiden, am besten in gleicher Wassertiefe und möglichst auch gleichem Umriß aus der anschließenden Kanalstrecke heraus weitergeführt. Bei längeren Brückenkanälen wird allerdings der Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit i. a. dazu anregen, eine Querschnittsverengung, und, wenn möglich, gleichzeitig: -Vertiefung zu geben, um die Strö-

Digitized by Google

mungsgeschwindigkeit zu steigern, dabei aber doch nicht allzuviel an Gefälle zu verlieren. Daß dabei an den Landanschlüssen für sorgfältige Querschnittsüberführungen mit windschiefen Flächen usw. gesorgt werden muß, versteht sich von selbst.

In bezug auf die konstruktive Durchbildung des Trogquerschnittes eröffnet sich die Frage, ob man offene Halbrahmen-Bauweise oder obere Zuganker anwenden soll: Zuganker können namentlich bei Eisen- und Eisenbetonbauweise sehr vorteilhaft sein, weil diese Baustoffe ohne weiteres zur Aufnahme der dabei unvermeidlichen Biegungsspannungen geeignet sind. Ihre Anwendung setzt allerdings voraus, daß der Boden des Troges genügend steif konstruiert ist, um keine allzu großen Durchbiegungen zu erleiden. Denn wenn letzteres der Fall wäre, so würden sich ja die im Querschnitt als Ständer erscheinenden seitlichen Wände bei Eintritt der Wasserfüllung nach innen zusammenneigen, mindestens nicht so weit oben ausgebogen werden, als es bei steifem Boden der Fall wäre, und die Folge wäre eine ungenügende Wirksamkeit des Zugankers. Man darf also nicht übersehen, daß man es bei Anwendung von Zugankern mit statisch unbestimmten Steifrahmen zu tun hat, und bei breiteren Trögen, wo die angedeuteten Schwierigkeiten bedeutender, außerdem wegen größerer Länge der Anker die wirtschaftlichen Vorteile an sich geringer werden, wird man daher auf diese Bauweise lieber verzichten und offene steife Rahmen anwenden.

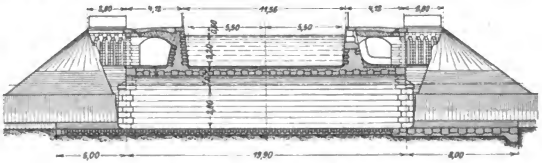


Abb. 861. Brückenkanal von Bise l'Assaut (Marne-Saône-Kanal). Maßstab 1 : 300. (G. Civ. 1908.)

Eine Auflösung des Kanalquerschnitts in mehrere gleiche, nebeneinander liegende, kann unter Umständen vorteilhaft sein, z. B. dort, wo man mit einer Eisenbetonkonstruktion größere Spannweiten übersetzt, und wo gleichzeitig der Trogkörper auch als Tragbalken dient; Schaltet man hier in den gewöhnlichen Kanalquerschnitt Zwischenwände ein, die ganz dünn sein dürfen, so können diese dazu dienen, die, vorhanden gedachte, Trogdecke und den Boden in der Weise zu verbinden, wie es bei T-Querschnitten der Fall, so daß dann eine sehr gute Ausnutzung des Baustoffs stattfindet. Daß bei derartiger Anordnung der benetzte Umfang erheblich vergrößert, also auch Rauhigkeit und Gefällsverlust vermehrt werden, darf man freilich nicht ganz übersehen, wenn man den Kostenvergleich aufstellt.

Ausführungsbeispiele. Zur Veranschaulichung der vorausgeschickten allgemeinen Bemerkungen sollen jetzt noch einige besonders bemerkenswerte Ausführungen in Mauerwerk- und Eisenbetonbauweise beschrieben werden.

Gemauerte Brückenkanäle. Der Brückenkanal von Bise l'Assaut, im Zug des Marne-Saône-Kanals (Abb. 861)[1]), hat 3 mit flachen Gewölben überspannte Öffnungen von etwas über 6 m Lichtweite, die Trogsohle ist hier durch eine Dichtungsschicht von Asphalt undurchlässig gemacht, die zum Schutz gegen äußere Angriffe mit Flachziegeln abgedeckt ist. Die Innenflächen der Seitenmauer aber sind mit einer dünnen Zementputzschicht mit Drahtnetzeinlage abgedichtet. Der Erfolg ist nach Mitteilung von Ingénieur en chef Jacquinot ein vorzüglicher gewesen.

Eigenartig an diesem Brückenkanal ist noch die Anordnung eines Überfalls auf der Brücke selbst und die mit der Eigenschaft des Kanals als Schiffahrtskanal zusammenhängende starke Betonung der seitlichen Gehwege, die hier als Leinpfade dienen, und mit einem Rost von kleinen Hilfsbögen eine gute Versteifung der seitlichen Trogwände abgeben.

[1]) Génie Civil 1908, S. 399.

Digitized by Google

Ein rein dem Wasserkraftbetrieb dienender Brückenkanal in massiver Bauweise ist im Ende des Oberkanals der Turbinenanlage bei Vizzola am Tessin ausgeführt (Abb. 862). Derselbe hat eine Normalleistung von 81 cbm/sek[1]). Das Gerinne führt in etwa 300 m Länge vom Erdkanal des Hochgestades zum Druckrohrwasserschloß und ist dabei auf flache Bögen (Pfeil: 0,7, Lichtweite: 4,9 m) mit nur 1,2 m starken, durch Sparöffnungen

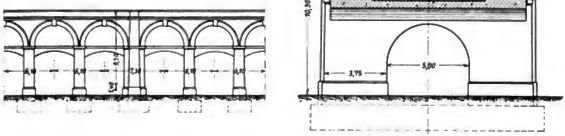


Abb. 862. Brückenkanal des Kraftwerks Vizzola. Ansicht und Querschnitt. Maßstab 1 : 500 und 1 : 250.

noch verbilligten Zwischenpfeilern abgestützt. Jeder fünfte Pfeiler ist als Gruppenpfeiler doppelt so stark angelegt. Im Gerinnequerschnitt ist die vergrößerte Wassertiefe, 3,9 m gegen 3,5 m im vorhergehenden (ausbetonierten) Erdkanal, bemerkenswert; die Abdichtung ist durch Asphaltisolierung geschaffen.

Gewölbte Brückenkanäle kleinerer Abmessungen in gleich sparsamer, dabei äußerlich gut wirkender Ausführung sind im Zuge des Bisaschinakanal bei Lavorgo (vgl. Seite 907) ausgeführt. Der Kanal führt in etwa 8 km Länge teils in, teils an der steilen Felswand des Tessintales hin, wobei zahlreiche tiefeingeschnittene Seitenschluchten überkreuzt werden mußten. Abb. 863 zeigt die Kreuzung des Ticinetto-Baches, der mit einer Öffnung von etwa 12 m Lichtweite überspannt wird. Abb. 864 zeigt die Überquerung des Barogliabaches: hier ist ein Zwischenpfeiler angeordnet und jede der beiden anschließenden Öffnungen hat 13,8 m Lichtweite.

Abb. 863. Brückenkanal und Druckrohrbrücke an der Kreuzung des Bisaschinastollens mit dem Ticinettobach (im Bau).

Abb. 863 läßt deutlich erkennen, wie der Kanal aus dem Stollen heraus einfach in Mauerwerk weitergeführt und auf die Bogenbrücke abgestellt ist. Die Decke des Kanaltroges ist auch hier durch eine Eisenbetonplatte mit Erdüberschüttung gebildet. (Die eiserne Brücke oben in Abb. 863 gehört zur Druckleitung eines in der Nähe errichteten kleinen Nebenkraftwerkes; der in Abb. 864 schräg aus dem Hintergrunde der Schlucht hervor nach links hinziehende Kanal ist unterhalb des Brückenkanals in den Stollen eingeführt, er dient zur Zuleitung des Barogliawassers.)

[1]) Mém. Soc. Ing. C. de Fr., Aug. 1905.

Digitized by Google

Brückenkanäle in Eisen und Beton. Trogbrücken in reiner Eisenbetonbauweise sind noch ziemlich jung. Die in Abb. 865/66 dargestellte Überführung des Illinois und Mississippi-Kanals, die im Jahre 1905 ausgeführt wurde, kann als eine Übergangsform angesehen werden. Tragwerk und Trog sind hier noch konstruktiv scharf getrennt. Ersteres besteht aus einer Reihe von 50 cm hohen I-Trägern, auf denen die Auskleidung des Trogs in Eisenbetonbauweise einbindend aufgelagert ist. Aber selbst die Trogschale ist noch einmal, in wagrechtem Sinne, durch beiderseits verlegte 70-cm-Träger gegen den inneren Wasserdruck versteift. Die wagrechten Versteifungsträger legen sich mit ihren Enden gegen die hochgeführten Köpfe der in Stampfbetonbauweise erstellten Zwischenpfeiler, die ihrerseits zur Aufnahme der dadurch bedingten Beanspruchungen mit Zugankern bewehrt sind. Nebenher dienen aber diese wagrechten Versteifungseisen auch noch zur Übertragung des Troggewichtes, indem sie durch zwei eingebaute Ständer und Zugstreben hängewerkartig miteinander in der senkrechten Ebene verbunden sind.

Die Trogauskleidung ist in Beton 1:4 mit Rundeiseneinlagen hergestellt, wobei durch Beigabe längslaufender Eisen dafür gesorgt wurde, daß auch der Trog sich an der Gewichtsübertragung nach dem Pfeiler mitbeteiligt und gleichzeitig gegen Wärmespannungen geschützt ist. Die Anordnung der auffälligen Verdickung am Fuß der Seitenwände hat

Abb. 864. Biaschina-Kanal. Barogliakreuzung und -Seitenfassung.
(Aufn. von Bulsson-Karlsruhe.)

darin ihren Grund, daß der ganze Kanaltrog bei Hochwasser des gekreuzten Flüßchens bis zu 1,80 m tief eintaucht: in diesem Falle würden, wenn der Kanal entleert ist, starke Biegungsspannungen auftreten, die in dieser Weise unschädlich aufgenommen werden. Aus dem gleichen Grunde sind die wagrechten Träger über den Pfeilerköpfen fest einbetoniert und dieser Auflastbeton noch durch kräftige Eisen tief in den Pfeilerkörper hinab verankert, während gleichzeitig der Trog mit seiner Sohle die Köpfe der Doppel-T-Eisen umfaßt, und so einen weiteren Halt gewinnt.

Während die Trogdecke durchweg glatt durchgeführt ist, sind die Bodenträger mit reichlichem Zwischenraum für den Pfeiler stumpf gegeneinander geführt, in der Absicht, dadurch eine gewisse Beweglichkeit des Trogs gegenüber den Pfeilern zu ermöglichen: Bei der starren Verbindung der Eisen mit dem Trog selbst wird das allerdings kaum erreicht worden sein, Wenn trotzdem nichts von Wärmedehnungsrissen mitgeteilt, dagegen die gute Wasserdichtigkeit der Konstruktion hervorgehoben ist, so wird das jedenfalls der kräftigen Längsbewehrung des Trogs zu danken sein. (Bemerkt wird dazu, daß Durchsickerungen unmittelbar über dem verdickten Fuß der Seitenwände festgestellt wurden, aus dem einfachen Grunde, weil man bei der Ausführung den Fehler gemacht hatte, den ganzen Querschnitt nicht in einem Zuge, sondern immer nur bis zu jener Stelle zu stampfen und den Rest erst am andern Tage darauf zu setzen.)

In der geschilderten Bauweise ist eine große Anzahl von Brückenkanälen im Mississippi-Illinois-Schiffahrtsweg angelegt, der längste hat etwa 100 m Gesamtlänge, der kürzeste 42 m. Die Lichtweite der einzelnen Öffnungen zwischen den Pfeilerköpfen ist durchweg

Digitized by Google

gleichmäßig 8,9 m, Pfeiler und Widerlager sind auf Pfahlrost gegründet (Abb. 866), die Widerlager selbst sind mit kräftigen Längsflügeln in den Landanschluß hineingeführt.

An den Enden jeden Brückenkanals sind, zur Trockenlegung der Brücke ohne Entleerung der anschließenden Kanalhaltungen, einfache Abschlüsse angebracht, bestehend aus je einer Reihe **A**-förmiger umlegbarer Böcke, über die schmale Holzschützen herabgeschoben werden können. Zur Sicherheit gegen unerwartet große Hochwasser in dem überkreuzten Flusse, die einen übermäßigen Auftrieb erzeugen könnten, sind in den Widerlagern 1,60 m über dem Kanalboden Einlaßrohre angeordnet, die mit nach dem Kanalinnern aufschlagenden Klappen verschlossen sind. Dadurch ist es möglich gemacht, das Hochwasser von einem bestimmten Stande ab selbsttätig in die Brücke eintreten zu lassen, ohne daß der, gleichzeitig leer zu denkende, Schiffahrtskanal deswegen Wasser erhält.

An einem, annähernd in Mitte des ganzen Kanals liegenden Übergang sind außerdem noch an den Landanschlüssen hydraulisch zu betätigende Trommelwehre, ähnlich der Mohrschen Konstruktion (Abb. 604) angeordnet, die von dem Streckenwärter dann bedient werden sollen, wenn in einem Teil der Haltung ein Dammbruch auftritt. Tatsächlich ist ein solcher Fall im Jahre 1909 [1]), zudem in nächster Nähe der Brücke, am Landanschluß vorgekommen, und das Vorhandensein dieser Abschlüsse hat sich dabei als sehr nützlich erwiesen. Nur hat sich — und dies sei der allgemeinen Wichtigkeit der Beobachtung wegen hier erwähnt — gezeigt, daß die Klappen, die hier in einander entgegengesetztem Sinne umschlagen, sich nicht gegen den durch den Dammbruch veranlaßten sehr heftigen Wasserstrom schließen ließen, daß aber andererseits das Schließen mit dem Strom entgegen den anfänglichen Befürchtungen in durchaus gefahrloser Weise, ja einmal sogar selbsttätig, vor sich ging.

Abb. 865. Trog-Querschnitt. Maßstab 1:115.

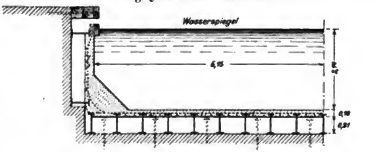


Abb. 866. Pfeiler und Landfeste. Maßstab 1:500.

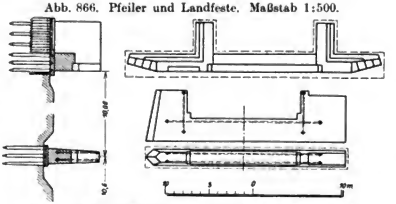


Abb. 865/866. Brückenkanal im Illinois-Mississippi-Kanal.
(Eng. News 1910 und Eng. Rec. 1907.)

Der konstruktive und wirtschaftliche Vorteil der eben beschriebenen, eine Mischung von Eisenbau und Eisenbetonbau darstellenden Ausführungsform liegt in erster Linie in der tatsächlich erreichten großen Einfachheit. Das Tragwerk besteht in der Hauptsache aus den fertig zu beziehenden Profileisen, die Pfeiler stellen einfache robuste Baukörper dar, und die Trogschale selbst stellt mit ihrer glatt durchgeführten äußeren und inneren Oberfläche die denkbar geringsten Ansprüche an Schalungsaufwand. Als Nachteil der Konstruktion muß es dagegen bezeichnet werden, daß der größte Teil des tragenden Eisens frei in der Luft, und zudem etwaigem Sickerwasser ausgesetzt liegt. Das erhöht die Unterhaltungskosten (Anstrich) und verkürzt die Lebensdauer, wenigstens im Vergleich mit reiner Eisenbetonbauweise, wo das Eisen ganz in der schützenden Umhüllung des Betons liegt. Eben im Vergleich mit Eisenbetonbauweise darf man auch nicht übersehen, daß der Eisenverbrauch bei dem eben beschriebenen Bauwerk ein sehr hoher ist, weil die Trägerhöhe notwendigerweise, wenn man nicht zu genieteten und dann um so teureren Trägern übergehen will, auf ein unwirtschaftlich kleines Maß beschränkt werden muß. (Im vorliegenden Falle z. B. $^1/_{18}$ der Spannweite.)

[1]) Vgl. Eng. Rec. 20. VIII. 1910.

Digitized by Google

Abb. 867. Ansicht kanalabwärts.

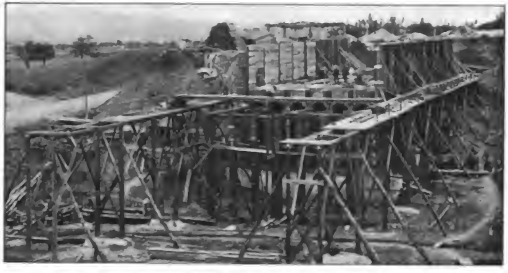


Abb. 868. Verschalung im Bau.

Abb. 867/868. Brückenkanal bei Ventavon.

Brückenkanal von Ventavon. Als das vollkommene Gegenstück zu den Brücken am Illinois-Mississippi-Kanal kann in dieser Beziehung der große Brückenkanal von Ventavon (Abb. 867) bezeichnet werden.

Abb. 869. Brillane. Brückenkanal über den Lauzonbach.

Hier ist Trog- und Tragwerk eins, und es ist durch Anordnung von Rippenrahmen und von Versteifungsgurtungen in der wagrechten und senkrechten Ebene, ferner durch starre Verbindung der Pfeiler mit dem Trogkörper, endlich durch Auflösung der Wandpfeiler in einzelne Stäbe die Ausnutzung der Baustoffe auf die Spitze getrieben. Allerdings mußte dabei eine wesentlich umfangreichere Schalungsarbeit (Abb. 868) in den Kauf

Digitized by Google

genommen werden. Da indes die Schalungsformen einfach sind, darf man wohl annehmen, daß die Wirtschaftlichkeit dieser so schön und klar durchgebildeten Konstruktion dadurch nicht empfindlich beeinträchtigt worden ist.

Abb. 870. Kanderwerk. Überleitung des Simmewassers über das Kandertal. Blick flußaufwärts.

Der ganz ähnlich gebaute **Brückenkanal** des Werkes **Brillane** (Abb. 869) bildet insofern ein Gegenstück zu dem eben beschriebenen von Ventavon, als hier obere Zuganker zur Versteifung der Konstruktion angewendet sind. Man darf wohl annehmen, daß bei den hier schon vorhandenen ziemlich großen Querschnittsabmessungen (beide Brücken-

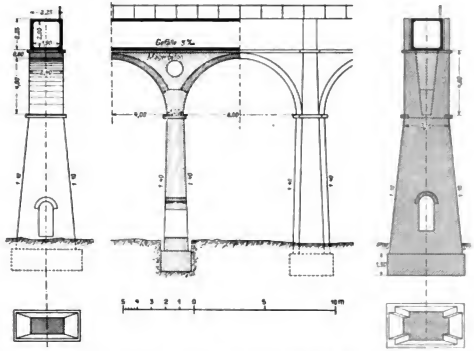


Abb. 871. Kanderwerk. Simmeüberleitung. Maßstab 1:300.
(Abb. 871 bis 872 n. Schweiz. Bauztg., Bd. 52.)

kanäle haben eine Lichtweite von 10 m und eine Wassertiefe von 3 m) der wirtschaftliche Gewinn dieser Anordnung nicht mehr sehr groß war; dafür spricht u. a. eben, daß bei dem nach „Brillane" erbauten Kanal von Ventavon die Ankeranordnung nicht mehr verwendet worden ist. Die beiden Ausführungen unterscheiden sich auch noch insofern, als bei Brillane

Digitized by Google

ein Entlastungsüberfall am oberen Einlauf der Brücke vorhanden ist, während bei Ventavon ein solcher fehlt; dort konnte er aber auch eher entbehrt werden, weil einige Kilometer weiter aufwärts im Kanal schon im Zusammenhang mit dem Düker von Vitrolles eine Entlastung angeordnet ist (vgl. S. 1122).

Ein weiteres, wegen seiner bedeutenden Größe und der sorgfältigen architektonischen Durchbildung ganz besonders beachtenswertes Beispiel bietet sich im Zuge der Simmezuleitung des Kanderwerkes bei Spiez[1]).

Wie bereits früher (S. 912) erwähnt wurde, nützt das Kanderwerk in seinem jetzigen Ausbau zwei sich erst unterhalb der Fassungsstelle vereinigende Flüsse in ganz ähnlicher Weise aus, wie das Kubelwerk (vgl. S. 647). Wie dort eine Überschreitung der Urnäsch durch die Sitterzuleitung, so wurde hier eine Überschreitung der Kander durch die Simmezuleitung notwendig. Diese letztere tritt in etwa 16 m Höhe über dem weit ausgedehnten Talboden der Kander (Abb. 870) aus dem Hang heraus und ist in einem insgesamt 236 m langen Brückenkanal übergeführt. In Eisenbeton ausgeführt ist an dem Bauwerk die geschlossene Kanalschale (Abb. 871), während, konstruktiv scharf davon getrennt, der ganze tragende Unterbau aus Mauerwerk und Stampfbeton erstellt ist.

Wirtschaftliche Gründe waren es nicht, die diese Wahl der Bauweise anregten, im Gegenteil hat sich bei der Ausarbeitung gezeigt, daß reiner Eisenbetonbau, für den eine Reihe interessanter Lösungen vorgelegt waren, nicht unbeträchtliche Ersparnisse gebracht hätte. Wenn man sich trotzdem zur Wahl des jetzt ausgeführten Bauentwurfs entschloß, waren dafür ausschließlich ästhetische Gesichtspunkte maßgebend, und angesichts der Abb. 870 wird man zu diesem Entschluß die „Bernischen Kraftwerke" nur beglückwünschen können.

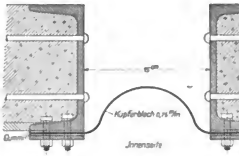


Abb. 871a. Ausdehnungsfuge der Simmeüberleitung. Maßstab 1:5.

Der von Müller, Zeerleder und Gobat entworfene und erstellte Brückenkanal überspannt den Talweg der Kander in einer einzigen Öffnung von 28 m Lichtweite. Daran schließen sich rechts und links (Abb. 870) gleichartig durchgebildete Flutöffnungen, mit Halbkreisgewölben von 8 m Durchmesser.

In konstruktiver Beziehung bemerkenswert ist an dem Bauwerk die ausgiebige Verwendung von Betonkunststeinen, die gleichzeitig auch noch beim Stollenbau (S. 1140) Verwendung fanden. In solchen Kunststeinen sind die Pfeiler, die Stirnflächen der kleinen Gewölbe, sowie Stirne und Leibung des großen Bogens aufgemauert, während für die übrigen tragenden Teile Portlandzement-Stampfbeton verwendet wurde. Die Gewölbezwickel sind mit magerem Kalkbeton mit durchgehenden, nur außen verblendeten, zylindrischen Sparöffnungen ausgefüllt, auch die Gründungsplatten der Pfeiler sind aus Kalkbeton hergestellt. An den beiderseitigen äußeren Sparbogen über dem Hauptgewölbe sind in den Scheiteln durchgehende Dehnungsfugen offen gelassen, und die dadurch aufgehobene Gewölbewirkung durch Einlegen von Eisenbahnschienen ersetzt.

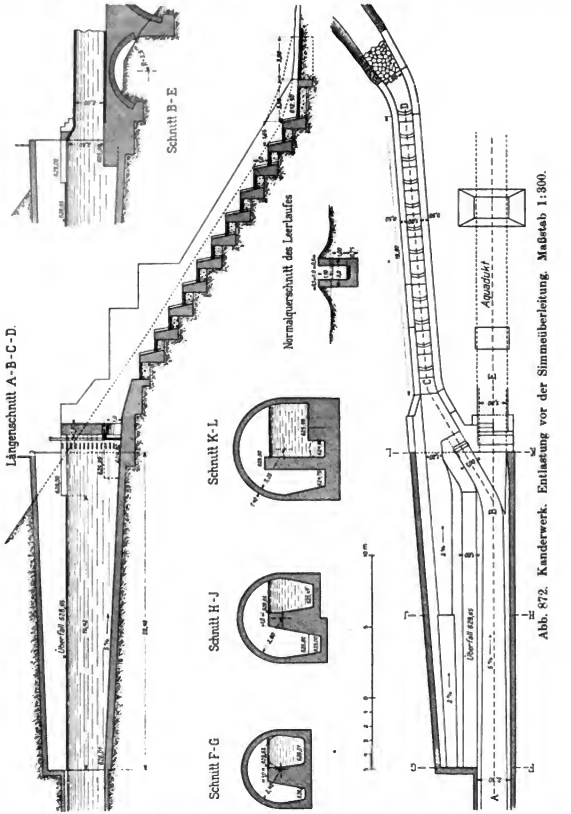
Der allseitig geschlossene und für einen vom oberen nach dem unteren Streckende zunehmenden inneren Überdruck von 0,80 bis 1,60 m berechnete Kanaltrog ist mit (äußerer und innerer) Rundeisenbewehrung in 7 und 9 mm Stärke versehen. Die Sohle ist 80, jede Seitenwand 150 und die zur Ableitung des Regenwassers flach gewölbte Decke 100—150 mm stark. Die über den Gewölben hergerichtete durchgehende, ebene Auflagerfläche für den Trog ist mit Zementglattstrich und doppeltem Teeranstrich abgedichtet, außerdem wurde noch eine Unterlage von Asphalt-Filzkarton, der mit Goudron getränkt wurde, angeordnet. Über jedem vierten Pfeiler, der gleichzeitig als Gruppenpfeiler stärker ausgebildet wurde, ist eine Ausdehnungsfuge nach Abb. 871a in dem Trog angeordnet, ebenso über dem Ende des Hauptbogens. — Trotzdem haben sich an zahlreichen Stellen durchgehende feine Risse gebildet, die ständig Wasserbläschen austreten lassen: Daraus, daß diese Stellen durchweg nur in der Decke und fast ausschließlich senkrecht über den Pfeilerachsen liegen, geht aber hervor, daß die Ursache der Rißbildung nicht unmittelbar in der Wärmedehnung des Trogs, sondern höchstens in derjenigen der Bögen, wohl aber auch in deren elastischen Durchbiegung oder Setzung zu suchen ist. Man wird daraus bei künftigen Ausführungen den Schluß ziehen dürfen, daß es sich empfiehlt, wo die Auflagerung des Troges in so vielfach statisch unbestimmter Weise erfolgen muß, diesem an der Decke vorsichtshalber eine starke Längsbewehrung zu geben, oder, besser noch, die Ausdehnungsfugen in größerer Anzahl an allen gefährdeten Stellen anzuordnen.

Der Kanal ist im Gefälle $3^0/_{00}$ verlegt und vermag in seinen 3,8 qm Nutzquerschnitt dabei die planmäßige Höchstwassermenge von 6 cbm/sek abzuführen. Daß die Geschwindigkeit des Wassers nicht

[1]) Schw. Bztg. 1908, Bd. 52, Nr. 11 ff.

Digitized by Google

höher als 1,6 m/sek, bzw. die Ausnützung des hier ziemlich teuren Querschnitts und Tragwerkes nicht weiter getrieben ist, hat darin seinen Grund, daß man in den Höhenverhältnissen sehr knapp war, weil die Zuleitung erst nachträglich zu einem bestehenden Werk ausgeführt wurde und gleichzeitig der



Platz und das Stauziel der Wasserfassung durch die örtlichen Verhältnisse ziemlich streng festgelegt waren (vgl. S. 913). Gegen Überlastung ist der Kanaltrog durch einen am oberen Ende angeordneten Überfall (Abb. 872) geschützt.

Digitized by Google

Neben den bisher besprochenen großen Brückenkanälen dürfen auch die kleineren Überführungen, über kleine Verkehrswege, Gräben und Bäche nicht ganz vergessen werden. Beispiele solcher sind früher schon begegnet: beim Werk Moosburg, Abb. 297, Wangen a. A., Abb. 226, verschiedene gewölbte Durchlässe beim Kanal von Ventavon, Abb. 340.

Abb. 873. Bachdüker in Eisenbeton am Kanal Poppenweiler, Auslauf.

Als neues Beispiel, das die Vorzüge der Eisenbetonbauweise treffend veranschaulicht, sei hier noch in Abb. 873 eine je nach Bach-Wasserstand bald offen bald als Düker wirkende Unterführung unter dem Werkkanal des Stuttgarter Werkes bei Poppenweiler erwähnt.

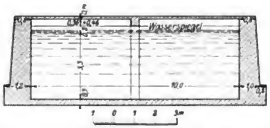


Abb. 874. Querschnittskizze.

Abb. 875. Entlastung vor dem Einlauf.

Abb. 874/875. Ventavon. Kanalunterführung bei Vitrolles.

Kanalunterführungen. Unterführungen eines Triebwerkkanals unter einem anderen Wasserlauf werden gewöhnlich aus naheliegenden Gründen als Düker, d. h. als druckhafte Kanäle ausgeführt (vgl. unter Druckleitungen, S. 1183). Drucklose Kanalunterführungen

Digitized by Google

sind selten; als einziges größeres Ausführungsbeispiel kann hier die Unterführung des Seitenkanals von Ventavon unter dem Wildbach von Vitrolles (Abb. 874, 875, 341) angeführt werden. Auch hier wieder hat die Anwendung von Eisenbeton eine vollkommen wirtschaftliche Lösung ermöglicht und erlaubt mit der denkbar kleinsten Bauhöhe auszukommen. Ein Entlastungsüberfall mit Regulieraufsätzen und eine zu Spülzwecken dienende Grundablaßschleuse sind am oberen Einlauf dieses drucklosen „Dükers" angelegt.

Bauwerke ähnlichen Zweckes, die aber mehr als Überführungen der fremden Wasserläufe mit Schalgerinnen zu bezeichnen sind, finden sich am gleichen Kanal von Ventavon und auch an dem von Brillane (Abb. 328) mehrfach, auch sie sind mit Nutzen in Eisenbeton ausgeführt.

3. Stollen.

A. Konstruktives.

Anwendungsgebiet und Arten. Stollen als Teile von Triebwasserleitungen kommen überall dort in Betracht, wo die Drucklinie für Kanalführung im offenen Einschnitt zu tief unter oder über dem Gelände verläuft, ferner dort, wo die Hangneigung für Anlage eines Hanggerinnes zu steil ist, endlich da, wo übermäßige Steinschlaggefahr, Rutschneigung des Bodens, Möglichkeit der Verschlammung, Eisgefahr usw. die an sich vielleicht wohlfeilere Anlage offener Gerinne untunlich erscheinen lassen.

Als weitere Vorteile der Stollenbauweise wird man es immerhin auch noch bezeichnen dürfen, daß Ausgaben für Grunderwerb gespart werden und die Frage der Kreuzung mit anderen Verkehrs- oder Wasserwegen in einfachster Weise erledigt ist. Dafür ist allerdings der Stollenbau an sich verhältnismäßig teuer, und es muß daher in jedem einzelnen Falle erwogen werden, ob die angedeuteten Vorteile genug Gewicht haben, um die Anwendung der Stollenbauweise auch wirtschaftlich zu rechtfertigen.

Triebwasserstollen können, wie mehrfach erwähnt, nach ihrer hydraulischen Wirkungsweise entweder als drucklose Kanalstollen (Freigefällstollen) oder als vollaufende Druckstollen angelegt und betrieben werden. Letztere Anordnung hat den Vorteil, daß die Leistungsfähigkeit des Stollens nicht an das bei der Ausführung ein für allemal festgelegte Längsgefälle der Stollensohle gebunden ist. Vielmehr kann sie durch Ausnutzung des Überdruckes über der im Stollen sich bewegenden Wassermasse nach Belieben, innerhalb gewisser Grenzen, gesteigert werden. Diese Möglichkeit wird unter Umständen in der Entwicklung eines Wasserkraftunternehmens sehr angenehm empfunden werden.

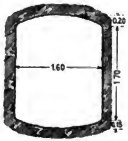
Druckstollen ermöglichen auch allein, wie bei der Beschreibung des Löntschwerkes und der Urfttalsperre hervorgegangen ist, bei Speicherwerken eine vollkommene Ausnutzung des Staugefälles namentlich bei zeitweilig geringer Belastung bzw. bei Wassermangel. Gleichzeitig ist der Betrieb viel einfacher, da bei Anwendung offener Kanäle bzw. druckloser Stollen eine Drosselung des Talsperrenablasses erforderlich wäre.

[1] Einzig beim Loch Leven-Werk in Schottland ist eine Anordnung mit druckloser Leitung und vorhergehender Drosselung am Talsperrenablaß ausgeführt. Der Verfasser hat aber in der Diskussion in Minutes of Proceedings 1911 paper Nr. 3932 den Nachweis geführt, daß eine Druckstollenausführung auch hier wirtschaftlich vorteilhafter gewesen wäre. Abb. 850;

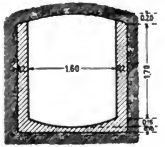
Die Schwarzwassersperre staut das Wasser eines Einzugsgebietes von 142 qkm mit einer Kronenlänge von 950 m und einer größten Höhe von 26,1 m zu einem See von 91 Mill. cbm Inhalt auf. Das Wasser wird durch drei 1050 mm weite Grundablaßrohre in ein Beruhigungsbecken abgelassen und fließt von da durch das auf S. 1105 beschriebene Freigefällsgerinne von 5,6 km Länge nach einem niedrigen offenen Wasserschloß. Von da geht es durch 6 stählerne Druckrohre von je 2200 m Länge und 1000 mm Lichtweite nach der unmittelbar mit einer Aluminiumfabrik verbundenen Zentrale am Kin Loch Leven, einer Meeresbucht und Flußmündung. Das Stauziel am Schwarzwasserdamm liegt 325 m über dem Meer, der normale Betriebsspiegel in dem Beruhigungsbecken am Fuß der Mauer auf 305,0, der Entlastungsüberfall am Druckleitungswasserschloß auf 300,0, die Wellen der Pelton-Turbinen 12,8 m über dem Meer.

Da der mittlere Wasserspiegel eines Beckens von der Ausbaugröße der Schwarzwassersperre (30% des mittleren Jahresabflusses) erfahrungsgemäß auf 80% der Gesamthöhe der Sperre angenommen werden kann, so berechnet sich die Druckhöhe, die durch Wahl eines Druckstollens gegenüber dem Freigefällskanal zu gewinnen gewesen wäre, auf etwa 15 m. Die ausgeführte Freigefällszuleitung wird mindestens 200 M/m gekostet haben, während ein gut ausgekleideter Druckstollen in Granit vom selben Nutzquerschnitt (5,4 qm) höchstens 350 M/m gekostet hätte. Folglich hätte der Druckstollen in der An-

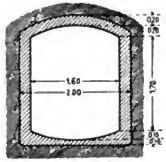
Digitized by Google



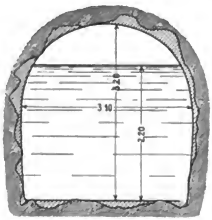
1.



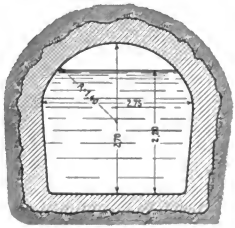
2.



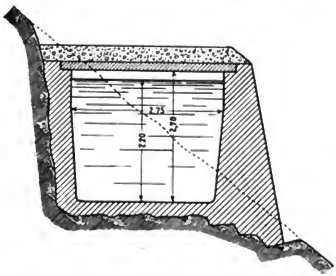
3.



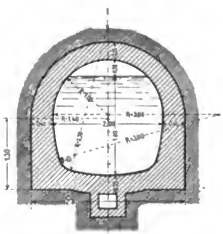
4.



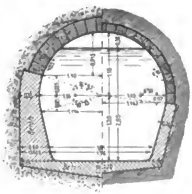
5.



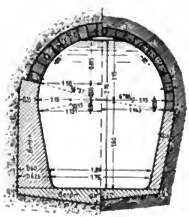
6.



7.

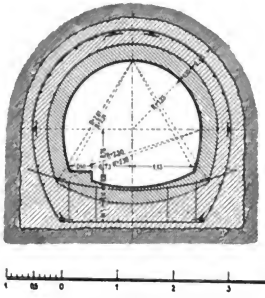


8.

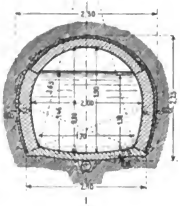


9.

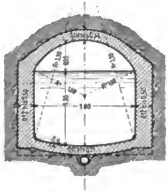
Digitized by Google



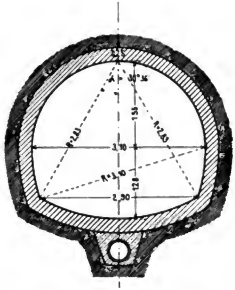
10.



11.



12.



13.

Abb. 876. Querschnitte ausgeführter Triebwasserstollen. Maßstab 1:75.

O.-Z.	Bezeichnung	Nutzquerschnitt F qm	Benetzter Umfang u m	Profilradius r m	Bemerkungen.
1—3	Raabklammerwerk bei Weiz (Steiermark)	2,93 (3,17)	5,03 (6,71)	0,58 (0,47)	Entwurf: Freigefällstollen, Ausführung: Druckstollen, größtenteils nur 30 mm stark verputzt ohne Betonschale, größter Überdruck über Scheitel 2,5 m. Eingeklammerte Zahlen gelten für Druckst. (S. 1136).
4	Biaschinawerk	6,50	7,30	0,89	Freigefällstollen u.
5		5,70	8,36	0,68	Hangkanal (S. 1115/16).
6		5,80	6,90	0,84	
7	Burglauenen	3,23	5,08	0,64	Freigefällstollen (S. 1137).
8	Kanderwerk (Simmezuleitung)	4,25	6,00	0,71	Freigefällstollen (S. 1140).
9		15,29	8,75	0,90	„ im Tagbau eingebaut.
10	Löntschwerk	4,77	8,00	0,59	Druckstollen (S. 713), zum Teil, in verdrücktem Gebirge, mit Eisenverstärkung.
11	Kubelwerk, Uraschzuleitung	2,37	4,27	0,56	Freigefällstollen (S. 650).
12	„ Sitterzuleitung .	2,78	4,50	0,51	
13	Albulawerk	7,05	9,60	0,74	Druckstollen (S. 1139).

Digitized by Google

lage 840000 M. mehr gekostet. Mit 6% für Verzinsung und Unterhaltung berechnet sich die jährliche Mehrausgabe zu 51000 M/Jr. — Der jährliche durchschnittliche Nutzwasserverbrauch kann nach der angegebenen Quelle zu 6 cbm/sek angenommen werden. Mit dem oben angegebenen Gefällsgewinn von 15 m errechnet man daraus eine Vermehrung der durchschnittlichen Arbeitsausbeute um $10 \cdot 15 \cdot 6 = 900$ PSJr. Da für die Aluminiumfabrik 8500 Betriebsstunden/Jahr angenommen werden dürfen, so berechnet sich der Arbeitsgewinn zu $\frac{900}{1{,}5} \cdot 8500 = 5100000$ KWstd. Rechnet man für die nutzbare KWstd hier auch nur 1 Pfg., so kommt der Gewinn aus Mehrarbeit schon dem oben berechneten Mehraufwand für Verzinsung gleich. Da die Rechnung vorsichtigerweise für den Freigefällskanal eher zu günstig als zu ungünstig geführt ist, da ferner alle wichtigen technischen Vorzüge, namentlich der geringere Unterhaltungsbedarf nicht berücksichtigt sind, so ist die Überlegenheit des Druckstollens außer allem Zweifel.

Soweit dagegen nur Kanalstollen gegenüber Druckstollen in Betracht kommt, ist zu beachten, daß die hydraulische Leistungsfähigkeit eines Druckstollens immer kleiner ist als diejenige eines gleich großen richtig gefüllten Kanalstollens. (Beim Kreisquerschnitt wird bekanntlich die größte Leistungsfähigkeit bei einer Wassertiefe von etwa dem 0,93fachen Betrage des Durchmessers erreicht.)

In konstruktiver Beziehung ist der Kanalstollen dem Druckstollen insofern überlegen, als er in geringerem Maße auf Festigkeit und Wasserdichtigkeit beansprucht wird, und daher unter Umständen mit geringeren Kosten — unter sonst gleichen Verhältnissen — erstellt werden kann; darauf wird gleich noch näher zurückgekommen werden.

Querschnittsausbildung von Stollen. Die Querschnittgröße eines Stollens bestimmt sich in jetzt hinlänglich bekannter Weise durch grundsätzlich einfache wirtschaftliche Überlegungen aus den plannäßig zu führenden Wassermengen. Die größten Geschwindigkeiten zeigen in der Ausführung die Druckstollen, weil hier eine Anpassung des Gefällsverbrauches an den wechselnden Belastungsverbrauch möglich ist. Dagegen bringt ein Kanalstollen, wenn eine zeitweise Unterdrucksetzung, wie es meist der Fall, durch die baulichen Anordnungen nicht ermöglicht wird, bei jeder Kraftwerksbelastung ein und denselben, seinem Sohlengefälle annähernd entsprechenden Gefällsverlust, im Durchschnitt also einen verhältnismäßig größeren.

Die meisten Ausführungen haben Höchstgeschwindigkeiten zwischen 2 und 2,5 m in der Sekunde, doch kommen auch noch höhere Belastungen vor (beispielsweise an der Urftsperre 2,75; im Stollenkanall von La Dernier an der Orbe: 3,5 m/sek bei $Q = 20$ cbm/sek), und es ist kein Zweifel, daß man der meist verwendeten Betonauskleidung ohne Gefahr bei einigermaßen reinem Betriebswasser eine dauernde Strömung von 4 bis 5 m/sek zumüten dürfte. So weit zu gehen werden in den meisten Fällen aber schon die wirtschaftlichen Rücksichten verbieten, abgesehen von betriebstechnischen (Lastschwankungen), vgl. auch S. 152 und Abschnitt: Entlastung S. 1206.

Bei an sich kleinen Wassermengen ist die Querschnittsgröße nach unten durch die Möglichkeit der Bauausführung begrenzt, denn etwa bei einem Ausbruchquerschnitt von 1,80 m Höhe und 1,2 bis 1,4 m Lichtweite ist der Arbeitsraum zur Bohrung und Schutterung so beschränkt, daß eine weitergehende Einschränkung des Ausbruchsquerschnittes keine Ersparnisse, eher Verteuerung, bringen würde: „Mindestquerschnitt".

Querschnittsform. Bei solchen kleinen Querschnitten ist die gegebene Form diejenige eines Rechteckes mit aufgesetztem Kreisbogen, und vielleicht noch: ausgerundeter Sohle zur Erleichterung der Wasserabführung während des Baues und bei gelegentlichen Trockenlegungen im Betrieb.

Als Beispiel eines solchen Mindeststollens sei die Zuleitung des Raabklammwerkes bei Weiz (Abb. 876) angeführt. Eine ähnliche Form hat man früher auch bei größeren Querschnitten gerne angewendet in der Meinung, durch die damit gegebene Vereinfachung der Schalungsformen Ersparnisse zu erzielen. (Urnäschstollen des Kubelwerkes und Urftstollen, Abb. 876.) Zulässig sind solche Formen überhaupt nur im standfähigen festen Gebirge, und nach heutiger Anschauung nur bei drucklosen Stollen. Die neuerdings bevorzugten rundlichen Querschnittsformen (vgl. Abb. 876) sind, wie sich gezeigt hat, in der Ausführung nicht nennenswert teurer, namentlich da sie bei gleichem Flächeninhalt einen kleineren nachzuarbeitenden bzw. auszukleidenden Umfang haben. Außerdem haben sie den großen Vorzug besseren hydraulischen Wirkungsgrades für sich. Dadurch ist aber auch wieder eine Verminderung des erforderlichen Querschnitts ermöglicht. Endlich ge-

Digitized by Google

statten sie in allen Fällen, wo auch nur die Möglichkeit des Auftretens eines äußeren Überdruckes (durch Grundwasser, loses Gebirge, und, bei Druckstollen, eigenes durchgetretenes Druckwasser) vorliegt, eine Verminderung der Stärke der notwendigen Auskleidung. Auf alle Fälle sollte man überall da, wo man auch an sich geradlinig begrenzte Querschnittsformen verwendet, die Ecken kräftig ausrunden. Denn scharfe Ecken kommen doch für die Wasserabführung kaum in Betracht und können nur Anlaß zu Ablagerungen von Sand und Schlamm in den betriebsstillen Zeiten geben, die dann später bei stärkerer Belastung wieder auf einmal in größeren Mengen in das Wasser zurückgeschleppt werden können.

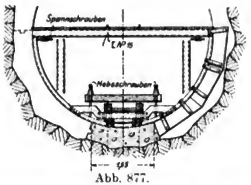


Abb. 877.

877/878. Rondoutstollen (Düker) der Catskillwasserleitung.

(Eng. Rec. 1910.)

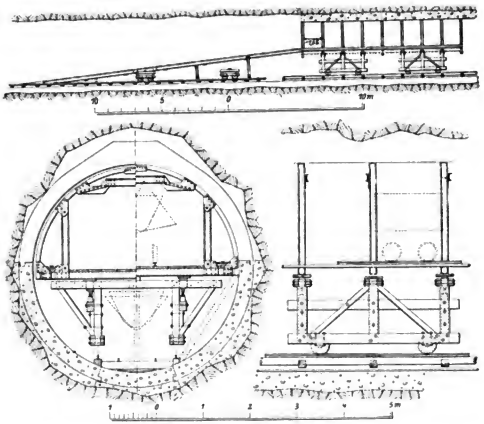


Abb. 878.

Diesen Grundsätzen entsprechend, sind in Abb. 876 die Querschnitte der Sitterzuleitung, des Löntschwerkes, der Simmezuleitung und in beschränktem Sinne auch des Urftstollens entworfen. Von den angeführten Beispielen zeigen die drucklosen Stollen noch vorwiegend Formen mit geradlinig begrenzten Seitenwänden und Böden. Einen Hauptgrund, hier, trotz der eben aufgeführten Gesichtspunkte, gelegentlich noch an solchen Formen festzuhalten, bildet die Möglichkeit, die Decke bei standfähigem Gebirge unverkleidet lassen zu können, wenn man die obere Stollenbreite nicht allzu groß wählt (Abb. 876, Biaschinastollen). Den Wert einer seitlichen Berme, wie sie beim Löntschstollen für Besich-

Digitized by Google

tigungszwecke angeordnet ist, wird man bezweifeln dürfen: sie erhöht die Kosten, beeinträchtigt die hydraulische Leistungsfähigkeit des Querschnitts und ist leicht zu entbehren, da einige Paar in Vorrat gehaltener Wasserstiefel den Zweck, die zur Stollenentleerung erforderliche Zeit abzukürzen, ebensogut erfüllen; außerdem gestattet eine solche Berme in niedrigen Querschnitten doch auch nur ein äußerst unbequemes, stark gebücktes Gehen.

Besondere Verhältnisse können auch wieder Abweichungen von diesen als „normal" zu bezeichnenden Formen bedingen. So ist der Querschnitt 2 vom Simmestollen stark überhöht, weil er in offener tiefer Einschnittsstrecke ausgeführt und erst nachträglich zugeschüttet wurde: der schlankere Stollenquerschnitt gestattete so beträchtliche Ersparungen an Aushubmassen und Absprießungen.

Bei größeren Querschnitten wird man sich dort, wo starke äußere Druckerscheinungen zu erwarten sind, ganz von selbst am vorteilhaftesten immer mehr der reinen Kreisform nähern, die in hydraulischer und statischer Beziehung für vollaufende Kanäle ja die vollkommenste ist (Dükerstollen in der Catskillwasserleitung, Abb. 877/78).

Auskleidung der Stollen. Mit der Formgebung der Stollenquerschnitte steht die Frage der Auskleidung in engster Beziehung, da die Ausmauerung, bzw. Betonierung in vielen Fällen den Hauptzweck hat, die natürliche Standfestigkeit der gewölbt, oder doch gespreizt, angelegten Stollenform gegenüber äußerem Überdruck zu sichern und zu erhöhen. Dieser Zweck wird mit dem kleinstmöglichsten Aufwand erreicht, wenn die Stollenschale nach dem Seilzug der äußeren Drücke geformt ist.

Da, wo es sich um Gebirgsdruck handelt, ist eine genaue Feststellung der zu erwartenden Beanspruchungen nicht möglich und man darf da vorsichtshalber nicht allzusehr in den Massen sparen wollen, wo es sich dagegen nur um den Überdruck von Grundwasser oder von durchgesickertem Stollendruckwasser handelt, der bei entleertem Stollen in voller Höhe wirksam wird, kennt man die wirkenden Kräfte genauer und man wird da aus schwerwiegenden Sparsamkeitsgründen gerne eine höhere Baustoffbeanspruchung zulassen, was auch um so weniger bedenklich ist, als diese Höchstbeanspruchungen nur selten eben bei Besichtigungen des Stollens usw. vorkommen können. (Beispielsweise hat man bei dem Catskillstollen [Abb. 877, 878 Beschreibung S. 1142] die aus Beton 1 : 6 mit Portlandzement bereitete kreisrunde Schale mit 106 kg/qcm angestrengt.)

Gleichzeitig mit der Standfestigkeit hat die Auskleidung bei Druckstollen auch noch Wasserdichtigkeit zu schaffen. Endlich soll sie die Rauhigkeit des Querschnittsumfanges vermindern, und wird in dieser Eigenschaft selbst bei drucklosen Kanalstollen und in standfähigen Felsen angewendet, mindestens soweit, wie es Abb. 876 für den Biaschinastollen zeigt, nämlich als Ausfüllung der gröbsten Unregelmäßigkeiten der Felswand. Wo indes der Felsen nur einigermaßen klüftig ist, so daß auch bei geringem Überdruck Wasserverluste entstehen würden, wendet man vorteilhaft die teilweise Flächenbekleidung der Abb. 876_2 an.

Einen Stollen ganz unbearbeitet und unausgekleidet zu lassen, wird sich selbst in bestem Felsen für Triebwerksanlagen nur selten empfehlen, weil die hydraulische Leistungsfähigkeit dadurch zu sehr beeinträchtigt wird[1]) (vgl. indes S. 1136 als eigenartige Abwandlung).

B. Ausführungsweise der Stollen.

Allgemeines. Die Stollen werden meist in bergmännischem Betrieb ausgeführt, der Tagebau bildet die Ausnahme, schon deshalb, weil praktisch im Wasserkraftausbau die Geländeverhältnisse meist eine bedeutende Überdeckung über der hydraulischen Drucklinie bedingen werden. Von offen ausgeführten und nachträglich mit einer festen Mauerschale wieder zugedeckten Stollen sind einzelne Strecken des Big Cottonwood-Gerinnes (vgl. S. 1102, Abb. 845) zu nennen, und solche der Simmezuleitung (Abb. 881 und 685), die später beschrieben wird.

Je nach der Bodenbeschaffenheit — lose Schichten oder zertrümmerte, druckhaftes Gebirge oder standfähige Felsschichten — ist bei der Ausführung Auszimmerung in ver-

[1]) Die Kuttersche Rauhigkeitsziffer ist im Urnäschstollen des Kubelwerkes (S. 653) durch Flügelmessung zu 0,012 bis 0,0125 bei Wassertiefen zwischen 1,35 und 0,4 m festgestellt worden (Stollen 1,8 m breit, mit Zementglattstrich auf Beton). Bei kleineren Wassertiefen wurde $n = 0{,}014$ gefunden. (Schw. Bztg. Bd. 43.)

Digitized by Google

schiedener Stärke oder gar nicht erforderlich.[1]) Sorgfältige Aufklärungsarbeit über die Bodenbeschaffenheit, die Lagerungsverhältnisse, Wasserführung usw. sind daher auch hier wieder von größter Bedeutung und daher womöglich schon vor Aufstellung des maßgebenden Kostenanschlages zu erledigen. Dies gilt besonders auch für Druckstollen, die so nach Höhe und Breite geführt werden, daß eine Felsüberlagerung von ausreichender Mächtigkeit vorhanden ist, um allein durch Gewicht dem betriebsmäßigen Innendruck des Wassers mindestens die Wage zu halten.

Als Beispiel sorgfältig und großzügig angelegter Voruntersuchungen seien die von der Bauleitung der Städt. Wasserversorgung New York für die Catskill-Wasserleitung ausgeführten erwähnt. (Vgl. Eng. Rec. 18. und 25. IV. 1908 und 15. X. 1910.)

Im Gebirge wird allerdings die Schwierigkeit, bzw. die Unmöglichkeit mit einfachen Mitteln festzustellen, wie weit sich die oberflächliche Zertrümmerung und Verwitterungsschicht nach innen erstreckt, praktisch meist dazu führen — namentlich bei kleineren Anlagen —, die endgültige Aufklärung und damit auch die endgültige Festlegung der Stollenlinie erst von dem Befund des Vortriebs der Fenster abhängig zu machen. (Die Fenster oder Querschläge werden bei Hangstollen bekanntlich angewendet, um eine größere Zahl von Angriffsstellen zu schaffen und die Bauzeit abzukürzen. Bei langen Rückenstollen, wie beispielsweise das Urftwerk beim Heimbach einen solchen hat, ist man in dieser Beziehung am schlimmsten daran, weil man ganz auf die oft unsichere geologische Voraussage angewiesen ist. Es sei denn, daß man bei geringer Überlagerung es einrichten kann, einige Schächte als „Fenster" niederzutreiben (Simmestollen). Ohne diese aber ist der Bau eines Rückenstollens immer eine etwas unsichere und auf alle Fälle sehr langwierige Sache. Es ist daher im Hinblick auf Bauzinsen und durch verzögerte Fertigstellung entgehenden Betriebsgewinn eine in wirtschaftlicher Beziehung sehr dankbare Aufgabe, die Stollenführung von vornherein so zu entwerfen, daß eine genügende Zahl von Angriffspunkten geschaffen und an Bauzeit möglichst gespart werden kann. Als Beispiel sei hier noch einmal die Verlegung des Sitterstollens am Kubelwerk (S. 653, Abb. 425) ins Gedächtnis gerufen.

Gelegentlich hat man, wie oft bei Hangstollen, in der Auswahl der Fenster und der Festsetzung ihrer Zahl mehr freie Hand. Dann darf man natürlich nicht übersehen, daß die Herstellung der Fenster selbst je nach aufzufahrender Tiefe auch ansehnliche Kosten verursacht, so daß es eine wirtschaftliche Grenze gibt, wo eine Vermehrung der Zahl der Fenster nicht mehr nützlich sondern schädlich werden würde. Und selbstverständlich hat man bei der Auswahl der Fensterstellen auf möglichst gute Zugänglichkeit zu achten und darauf, daß es nicht an Platz mangelt zur Anlage der vielleicht erforderlichen Maschinenstationen für Lüftung, Entwässerung und Kraftversorgung der Arbeitsorte, für Bohrerschmieden, Materialablagerung, unter Umständen auch für die Unterbringung der Arbeiterbaracken.

Die Festlegung der Stollenachse der Höhenlage nach ist nur bei den Kanalstollen enger an die Grundlinien des allgemeinen technischen Entwurfs gebunden: in Druckstollen hat man, theoretisch, größere Freiheit. Einfache praktische Gründe geben indes Anlaß, auch hier die Stollenlinie im allgemeinen in ungebrochenem schwachem Gefälle nach dem Wasserschloß zu führen. Lediglich die Absichten in bezug auf Absenkung eines etwa vorhandenen Stauweihers am Stollenbeginn und die voraussichtlichen Spiegelschwankungen eines etwa vorhandenen Wasserschlosses am Druckleitungsbeginn setzen hierbei noch Grenzen. Unter Umständen indes können besondere Gesteinsverhältnisse, Talbildungen usw. wohl auch einmal zu dükerartiger Linienführung veranlassen oder es können Rücksichten auf Erleichterung der Wasserableitung wohl auch dazu führen, die Stollensohle in gewissen Strecken wagrecht oder selbst ins Gegengefälle zu legen (S. 713). In diesen Beziehungen eine gewisse größere Beweglichkeit zu haben, ist mit einer der Vorzüge des Druckstollens.

Mehrfach sind im neuzeitlichen Wasserkraftausbau auch schon sehr stark geneigte, sogenannte Schrägstollen oder Druckschächte ausgeführt worden, bis zu bedeutenden Wasserinnendrücken (vgl. S. 1180) und teils mit, teils ohne Eisenauskleidung. Über diese wird im Abschnitt über Druckleitungen (S. 1146) Näheres mitgeteilt.

Stollenvortrieb. Der Stollenvortrieb wird als ausgesprochene Massenarbeit wieder in erster Linie durch die Art des Arbeitsbetriebes, weniger durch die bauliche Entwurfsform, hier also Querschnittsform und Richtung des Stollens, beeinflußt.

[1]) Vgl. „Über Gebirgsdruck" von Wiesmann, Schw. Bztg. Bd. 60, S. 87 ff.

Digitized by Google

Von den drei hauptsächlichen Arbeiten, die sich beim Stollenvortrieb ergeben: Bohren mit Setzen der Minen, Sprengen und Ausräumen, erlaubt diejenige des Bohrens am meisten verschiedene Ausführungsweisen.

Die Frage, ob Richtstollenvortrieb mit nachträglicher Ausweitung oder sofortiger Vollausbruch vorteilhaft ist, kann bei größeren Stollenquerschnitten sehr zweifelhaft sein und unter Umständen erst durch den Versuch richtig beantwortet werden. (Das war z. B. beim Stollen des Albulawerkes der Fall, der 9 qm Ausbruchsquerschnitt hat. Hier hatte die Bauunternehmung ursprünglich Vollausbruch vorgesehen, kam aber nachträglich doch dazu, im weichen Felsen (Schiefergestein) Richtstollenvortrieb mit nachträglichem Vollausbruch anzuwenden, während sie im harten Fels, Dolomith- und Kieselkalk, sofortigen Vollausbruch beibehielt[1]). Bei kleinen Stollen, und das sind ja im Wasserkraftausbau die häufigsten, ist Vollausbruch ohne weiteres das Gegebene, da man wegen der Begehbarkeit und des Verkehrs der Räumerwagen bei dem Richtstollen nicht wohl unter einer Höhe von 1,8 und einer Weite von 1,2 m auskäme. Dabei wären dann schon die Ausbruchskosten sehr hoch, namentlich für das Nachnehmen der stehenbleibenden nur sehr dünnen Kranzschichten zum Vollquerschnitt.

Die Räumarbeit wird bei kurzen Förderlängen (viele Fenster) in der Regel mit handgestoßenen Rollwagen bewältigt, in längeren Stollen dagegen verwendet man mit Vorteil maschinellen Zug (Spirituslokomotiven beim Urftstollen S. 1138), elektrische Lokomotiven, diese aber wegen der Betriebsgefährlichkeit nur in genügend hohen Stollenquerschnitten (Eng. Rec. 25. VI. 1910).

Die zweite wichtige Frage bezüglich des Stollenvortriebs ist immer die, ob Hand- oder Maschinenbohrung: Handbohrung, die mit Bohrlochtiefen von 60 bis 90 cm und Bohrlochweiten von 25 bis 35 mm am häufigsten betrieben wird, hat den Vorzug, daß sie, außer der Bohrerschmiede und etwaigen Lüftungs- und Entwässerungsanlagen keine weiteren Betriebseinrichtungen braucht und am schnellsten in Gang gesetzt werden kann, zugleich arbeitet sie in bezug auf Materialverbrauch (Bohrer und Dynamit) sehr sparsam. Beispielsweise beträgt der Dynamitverbrauch für 1 cbm Ausbruchsmasse je nach Felsart und Ausbruchquerschnitt bei Handbohrung in der Regel zwischen 1,1 und 1,8 kg/cbm; bei Maschinenbohrung, die mit etwa doppelt so großen Lochtiefen und, je nach System, bis zu 3mal größeren Lochweiten arbeitet, liegt er wesentlich höher, hauptsächlich zwischen 2,5 bis 5 kg/cbm. Dafür hat aber die Maschinenbohrung, obwohl sie unmittelbar nicht billiger, eher teurer arbeitet, den unbestreitbaren Vorteil der größeren Leistungsfähigkeit inbezug auf die Zeiteinheit für sich. Dieser Umstand, der Bauzinsen und allgemeine Unkosten des Unternehmens verringert, auch eine bessere Ausnutzung der menschlichen Arbeitskräfte gestattet, führt daher in neuerer Zeit mehr und mehr zur Bevorzugung der maschinellen Bohrung, selbst bei recht kleinen (d. h.: engen) Stollenbauten.

Es würde hier zu weit führen, näher auf die Eigenschaften und die Vor- und Nachteile der einzelnen für die Bohrarbeit heutzutage zur Verfügung stehenden Maschinensysteme einzugehen. Außer den einschlägigen Spezialwerken[2]) seien hier als Mittel, sich in kurzem über die neueren Leistungen auf diesem Gebiet zu unterrichten, die beiden Aufsätze von Professor Fr. Herbst, Aachen in Z. Ver. deutsch Ing. 12. III. 1910 und von Ing. Schueller in Z. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 26. II. 1909 ff. erwähnt. Von diesen enthält der letzgenannte besonders wertvolle (hier z. T. benutzte) Mitteilungen über Arbeitsergebnisse und Kosten; dieselben sind in die später gegebene Tabelle 8 (S. 1132) zum Teil aufgenommen.

Nur so viel sei hier gesagt, daß für Wasserstollen der üblichen mäßigen Größen heutzutage ausschließlich Preßluftmaschinen (also die hydraulischen Maschinen nicht) im Wettbewerb mit den elektrischen, von den Österreichischen Siemens-Schuckert-Werken eingeführten Bohrhämmern in Betracht kommen.

Der Preßluftbetrieb hat den Vorzug, daß er die Lüftung des Arbeitsortes gewissermaßen selbsttätig nebenher übernimmt, und daß seine Maschinen eine gedrungene und kräftige Bauweise besitzen, die auch bei ziemlich unachtsamer Behandlung eine große Dauerhaftigkeit verbürgt. Nachteilig ist aber der schlechte Wirkungsgrad, bzw. verhältnismäßig große Kraftbedarf der Preßluftbohrer, und, wenigstens für die bis vor kurzem

[1]) Vgl. auch E. u. M., Wien 23. I. 1910.
[2]) Rziha, Lehrbuch der Tunnelbaukunst u. a.

Digitized by Google

vorherrschende Type der Ingersollmaschine: die an sich für kleine Stollen etwas zu große Einzelleistung bzw. Bohrlochgröße (65 bis 85 mm mit $^1/_2$ kg/ebm Dynamit mehr verbrauch). Ferner die Schwierigkeit auf engem Ort mehrere Bohrer gleichzeitig nebeneinander in Betrieb zu halten. Diese Nachteile sind bei den in neuerer Zeit (von Flottmann in Herne, der Maschinenfabrik Eßlingen u. a.) auf den Markt gebrachten Preßluftbohrhämmern[1]), bis auf den schlechten Wirkungsgrad, beseitigt. Man hat hier leichte handliche Maschinen, die entweder zu zweit oder zu noch mehreren auf leichten Spannsäulen befestigt oder in der kleineren (15 bis 20 kg schweren) Form sogar von dem einzelnen Arbeiter mit der Hand gehalten werden (Abb. 879/80) und die so ein bequemes und genaues Ansetzen der Bohrlöcher auch in den Ecken der Stollenquerschnitte gestattet. Zugleich ergeben diese kleinen Maschinen trotz an sich geringerer Bohrleistung doch sehr gut vergleichbare Fortschrittleistungen, weil sich bei ihrer Handlichkeit die für Entfernung und Aufstellung der Bohrer zu rechnende Zeit erheblich abkürzt.

Abb. 879. Bohrhammer (System Flottmann) im Betrieb. (Schnalstal 1909).

Diese Vorzüge der Handlichkeit sind aber auch den elektrischen Bohrhämmern zu eigen, die sich dabei durch ihren erheblich besseren Wirkungsgrad sehr empfehlen. Außerdem wird die ganze Betriebseinrichtung durch den Wegfall der Preßlufterzeugungsanlage und der schwer dicht zu haltenden Leitungen, die durch einfache Stromzuführungskabel ersetzt sind, wesentlich einfacher und billiger, auch ist die erste Baueinrichtung schneller betriebsfertig zu bringen, so daß anzunehmen ist, daß die elektrische Bohrung gerade in kleinen Stollen sich mit der Zeit ein weiteres Gebiet erobern wird. Dies wird um so mehr bei Wasserkraftunternehmungen der Fall sein, wo es sich oft ermöglichen läßt, den Betriebsstrom von einem bestehenden Netz oder von einer aus wasserrechtlichen Gründen aufgekauften und vorläufig als Primärstation ausgebildeten alten Mühle usw. zu beziehen. Ein gewisser Nachteil dieses an sich sehr vorteilhaften Systems scheint allerdings, wenigstens vorerst noch, die stärkere Empfindlichkeit des Bohrapparates gegen fahrlässige schlechte Behandlung zu sein. Von diesem Mangel sind indes auch die Preßluftbohrhämmer nicht ganz frei.

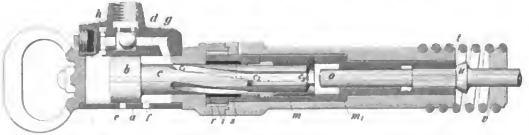


Abb. 880. Bohrhammer, Konstruktion von Flottmann in Herne.

Eine wichtige Rolle spielt natürlich auch die Beschaffenheit des Felsens, und es scheint, daß in letzterer Beziehung die elektrische Bohrmaschine wegen ihrer geringeren Einzel-

[1]) Die Brandsche Bohrmaschine ist eine Stoßbohrmaschine, bei der das Werkzeug von dem festeingespannten Arbeitszylinder aus in schneller Folge vor und zurück geworfen wird. Die Bohrhämmer dagegen lassen den nur lose im Arbeitskolben sitzenden Bohrstahl am Grunde des Bohrloches stehen und versetzen ihm nur kurze Schläge durch Rückstoßwirkung von dem hin und her geworfenen Arbeitskolben aus, der Bohrer wird dabei nach jedem Schlag etwas gedreht, so daß er nie tief eindringt und der Gefahr des Festklemmens weniger ausgesetzt wird.

Der Preßluft- bzw. Kraftbedarf eines Hammers beträgt nur etwa den dritten Teil desjenigen einer Stoßbohrmaschine, die etwa 20 PS verbraucht.

Digitized by Google

leistung, aber gleichzeitig großen Rückzugskraft (die das sehr störende Verklemmen der Bohrer eher ausschließt) besonders für weichere Felsarten sich eignet.

Ein endgültiges Urteil über den Mehrwert des einen oder anderen Systems kann heute noch nicht gefällt werden; der beste Beweis dafür ist die Tatsache, daß bei neueren großen Stollenbauten in den österreichischen Alpen (Schnalstal, Gosau) verschiedene Bauunternehmungen gleichzeitig mit den 3 hauptsächlich in Betracht kommenden Systemen: Ingersoll, Preßlufthammer und Siemens-Schuckert-Bohrmaschinen nebeneinander arbeiteten, um sich selbst erst durch den Versuch im Großen ein Urteil über diese wichtige Frage zu verschaffen.

Neuerdings scheint das elektropneumatische System besonders aussichtsvoll. Danach wird zum Betrieb von Preßlufthämmern vor jedem einzelnen Ort (im Stollen) eine versetzbare kleine Druckluftanlage erstellt und mit elektrisch zugeleiteter Kraft bedient.

Leistungen. Die erreichbare Bohrleistung hängt in hohem Maße von der Beschaffenheit des zu durchfahrenden Gesteins und von der Neigung und Richtung der angeschnittenen Schichten ab. Dies ist eben der Grund, weshalb man die an verschiedenen Orten und zu verschiedenen Zeiten gemachten Erfahrungen bezüglich der verschiedenen Bohrsysteme nicht ohne weiteres miteinander vergleichen kann, vielmehr auf Parallelversuche an ein und demselben Orte angewiesen ist. Im allgemeinen ist es in jeder Beziehung am günstigsten, wenn die Stollenachse die Schichten annähernd senkrecht durchschneidet, denn dabei ist am wenigsten ein Verklemmen der Bohrer zu erwarten, und die Sprengwirkung erreicht ihren höchsten Grad. Außerdem ist ein Nachbrechen der Decke und Druckwirkung in derartigem Gestein am wenigsten zu befürchten. — Das gibt also einen neuen Gesichtspunkt für die Festlegung einer Stollenlinie — wie weit man ihn praktisch berücksichtigen kann, hängt natürlich sehr von den Vorbedingungen des einzelnen Falles ab.

Für die eigentliche Bohrarbeit stellt fester Granit, vielleicht auch Gneis, namentlich mit Granateinlagerungen, das schwierigste Gestein vor, gleichzeitig ist inbezug auf die Sprengwirkung ein zäher Gneis am unzugänglichsten, und man muß sich in dieser Beziehung bei der Veranschlagung der Baukosten und Bauzeit vorsichtigerweise auf Überraschungen gefaßt machen. (Beispielsweise hat man beim Bau des Schnalsbachstollens in einem außergewöhnlich dichten und unglaublich zähen Augengneis an besonders ungünstigen Stellen oft nur einen täglichen Fortschritt von 25 cm erzielt und war außerdem genötigt große Mehrausbrüche in den Kauf zu nehmen, um in dem sehr schwer berechenbar brechenden Gestein den Normalquerschnitt richtig heraus zu bekommen.

Allgemeine Angaben über die erreichbaren Fortschrittsleistungen lassen sich daher nur in sehr weitem Rahmen, bzw. an Hand von Beispielen machen, deren die nachfolgende Tabelle 8 eine größere Anzahl enthält. Man kann dort entnehmen, daß man auf den Arbeitstag (also nicht: Kalendertag) bei 24stündiger Arbeit, wie es beim Stollenbau die Regel ist, mit Handbohrung bei mittelhartem Gestein etwa 1,2 m, bei sehr hartem und zähem weniger, bis etwa zu 0,5 m Längenfortschritt in 24 Stunden erzielt, während man bei Maschinenarbeit Durchschnittsleistungen zwischen 3 und 5,1 m erwarten darf. (Doch sind auch schon höhere Durchschnittsleistungen bis zu 6,5 m in 24 Stunden und in größeren Stollen noch mehr[1]) erreicht worden, vgl. Tab. 8).

Viel hängt natürlich, außer von der guten Arbeitsorganisation, dem richtigen Ineinandergreifen von Bohr-, Spreng- und Räumungsarbeit, auch von der Geschicklichkeit und dem Eifer der Mineure, der richtigen Bemessung der Lochabmessungen, der Lochzahl und -stellung[2]) ab, und die Anwendung eines Prämienlohnsystems ist allgemein als ein gutes Mittel zur Erhöhung der Leistung anerkannt.

Als leistungsvermindernde Einflüsse kommen in letzter Linie noch Wasserandrang, Gasaustritte, Druck- und Einbruchserscheinungen in Betracht, die außerdem umfangreiche Vorkehrungen, Entwässerung, Lüftung, Auszimmerung erfordern und dadurch die Arbeit verteuern und gleichzeitig erschweren.

Kosten des Stollenausbruches. Die Kosten des Stollenvortriebs setzen sich zusammen aus Arbeitslöhnen vor Ort und in den Werkstätten, aus den Kosten des Ersatz- und Sprengmaterials, Unterhaltung und Abschreibung der Betriebseinrichtungen (die bei maschineller Bohrung einen sehr großen Posten ausmachen), endlich, wieder bei maschineller Bohrung: aus den Betriebskosten der Maschinenstation und dem Aufwand für Schmiermaterial, Kraft- und Maschinenwartung.

[1]) Monatsrekord (nicht Gesamtdurchschnitt) am Los Angeles-Kanal 325 m = 12,4 m/24 Stdn.
[2]) Vgl. Eng. Rec. 15. X. 1910.

Digitized by Google

Tabelle 8.

ns-	Bran sch Masch					Handbohrung	Maschinen-bohrung Preßluft-bohrmaschinen
18	19	31	32	33	34	35 a	35 b
Tauerntunnel Firststollen 1904 bis 1905		n von reillon ernon enoble	Sillwerk	Urft Druckstollen 2850 m	Wasserkraftanlage Wolfsheck Murgtal, Kanalst. etwa 1400 m	Wasserleitung Neunzehnhain-Einsiedel-Chemnitz 9273 m	
ordseite	Südse Drehbo Masch	—	—	—	—	1. X. 03 bis 9. XII. 05	15. VII. 03 bis 23. III. 06.
laschinen PS-Type	2 Masch Modell	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	Vollausbruch	
762,2	133	—	—	2850	etwa 1400	2633	6640
519,4	418,	—	—	—	—	2573	2683
1,47	3,19	—	—	—	—	0,86 bis 1,20; durchschnittlich: 1,00	1,70 bis 2,83; durchschnittlich: 2,50
h 28,1	4h 04	—	—	—	—	—	—
73	—	—	—	—	—	—	—
5,33	5,47	—	—	—	—	—	—
3,4	4,2	—	—	—	etwa 8	4,20	4,20
Siehe Sohlstollen!	Siehe Sohlstollen!	—	Kalk	Große Schwierigkeiten mit Wasserandrang und drückendem Gebirge	Granit und Gneis	Gneis und Glimmerschiefer, zum Teil druckhaft	
08,—	176,—	—	—	—	—	—	—
4,25	6,38	—	—	—	—	—	—
14,88	22,5	—	—	—	—	—	—
38,25	5,95	—	—	—	—	—	—
76,80	242,2	297 fertig ausgekleidet	etwa 335 fertig ausgekleidet	220 Verdingungspreis einschl. Betonverkleidung der Sohle u. Seitenwände, kein Gewölbe; mit Gewölbe etwa 270 M.	128 (Abrechnungspreis) ohne Auskleidung		
11,48	32,30	—	—	—	—	—	—
51,85	57,63	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	9 Orter	5 Orter
		de la Blanche d. II	Nach Mitteilung d. Städt. Elektrizitätswerks	Nach Mittlg. d. Rurtalsperrengenossenschaft Aachen	Nach Verdingungsanschlag	Festschrift Chemnitz	

(Zu Seite 1132.)

Digitized by Google

Die Arbeitskosten ergeben sich daraus, daß man auf jeden Ort je nach Stollenquerschnitt ein bis zwei Mineure nebst den zugehörigen Handlangern und auf jeden Mineur 2 bis 3 Mann für Räumung und Schutterung zu rechnen hat.

Die Materialkosten ergeben sich aus dem Verbrauch an Dynamit und Bohrstahl, wofür einige Angaben in Tabelle 8 enthalten sind. Durch Einführung auswechselbarer Bohrerschneiden hat man neuerdings hier wesentliche Verbesserungen erzielt. Die Kosten der maschinellen Einrichtung sind für Preßluftbohrung höher als für elektrische, und für Ingersollmaschinen mit ihrer etwa 3fach größeren Einzelleistung wieder höher als für Preßluftbohrhämmer. Außerdem werden diese Kosten in hohem Grade durch die Stollenlänge und die mehr oder minder große Schwierigkeit der Leitungsverlegung am Hang beeinflußt. Aus einem dem Verfasser zugänglich gemachten Kostenvoranschlag für einen kleinen (Ausbruchsquerschnitt etwa 3,5 qm) rd. 2,4 km langen Stollen in den österreichischen Alpen sei folgende, die Verwendung Flottmannscher Preßlufthämmer voraussetzende Berechnung wiedergegeben:

Betriebseinrichtung für Bohrung mit Flottmannschen Preßhämmern für einen kleinen Stollen (Raabklamm, s. Abb. 876).

	Anschaffungswert in Mark	Abschreibungsziffer (Bauzeit 8 Monate) %	Zu Lasten des Stollenbaues in Mark
1 Kompressor mit Kühlwasserleitung (Kraftbedarf 21 PS)	3700	20	740
1 Druckakkumulator (Kessel) . . .	500	20	100
4 Preßlufthämmer, komplett	1350	30	400
Luftschläuche usw.	300	100	300
Rohrleitungen, 50 bis 25 mm, 2840 m	7000	30	2100
Rohrverlegen und Abbrechen			2000
Zweimaliges Verlegen und Abbrechen der Leitungen (500 m) im Stollen			400
Abtransport und Montage der Maschine			250
Maschinenhütte			300
		Summe ohne Kraftlieferung	6550

Für große Ausführungen mag eine von Schueller gemachte Angabe Anhaltspunkte bieten, wonach die Einrichtungskosten (Anschaffungswert) für elektrische Bohrung für einen größeren Richtstollen im Eisenbahntunnel[1]) sich reichlich gerechnet auf etwa 85000 M. stellten. Darin sind inbegriffen die Kosten eines kompletten Bohrwagens mit 4 angebauten Bohrern nebst elektrischem Stromerzeuger und Schaltanlage, ohne Antriebsmotor, aber einschließlich Umformer, den vollständig ausgerüsteten Bohrer, 2 PS stark, 180 Bohrmeißel, Kabeltrommeln, alle notwendigen Ersatzteile, betriebsfähig eingerichtete Werkstätte mit Hilfsmaschinen, 4 Schmiedefeuer samt Ventilator, einschließlich der nötigen Hochbauten. Für Kabelleitungen wäre dabei noch einschließlich Verlegen 4,25 M. für den laufenden Meter in Rechnung zu stellen. Angaben über die wirklichen Gestehungskosten von Stollenausführungen sind leider noch sehr wenig bekannt gegeben worden. Die mancherlei in bezug auf den Längenmeter in den Zeitschriften angegebenen Zahlen sind meistens nicht die wirklichen Gestehungskosten des Unternehmers, sondern die Vergebungspreise, und diese sind nicht selten zu niedrig: vielfach hat die Unsicherheit der Kostenberechnung für diese schwierigen und überraschungsreichen Bauten dazu geführt, daß die konkurrierenden Unternehmer zu knapp anboten und hernach mit Verlust arbeiten mußten (vgl. Tab. 8).

Die Einheitspreise der Stollenbauten kann man entweder auf den Längenmeter oder auf den Kubikmeter des wirklichen Ausbruches als Einheit beziehen. Die Kubikmeterpreise nehmen aus verschiedenen Gründen mit wachsendem Ausbruchsquerschnitt ab, vor allem deshalb, weil das Verhältnis von Ausbruchmasse eines Schusses zur Trennungsfläche mit der Bohrlochtiefe und -zahl zunimmt. Nach Rziha[2]) verhalten sich die Häuerleistungen nahezu genau umgekehrt wie die Quadratwurzeln der Querschnittsinhalte („Gesetz der Gesteinsverspannung"), da die übrigen Kosten, namentlich auch diejenigen einer etwa vorhandenen Auskleidung, nicht im gleichen Maße beeinflußt werden, so wird man annehmen

[1]) Der Karawankentunnel ist mit Siemens-Schuckert-Bohrmaschinen vorgetrieben worden.
[2]) C. d. Bv. 1886, S. 395.

Digitized by Google

dürfen, daß der Vergleichsexponent tatsächlich zwischen 1 und 2 liegt: Nach dem einzigen in Tabelle 8 gegebenen Anhalt (Tauerntunnel, Sohl- und Firststollen) kann man, in Ermangelung besserer Vergleichspunkte, annehmen, daß der Kubikmeterpreis des Ausbruchs im ganzen sich im umgekehrten 1,5fachen Potenzverhältnis zum Querschnittsinhalt verändert. Eine Anzahl von Einheitspreisen, meist ohne Einrechnung von Abschreibung und Verzinsung der Betriebsanlage, ist in Tabelle 8 enthalten.

Schächte. Gelegenheit zu Schachtausbruch kommt im Wasserstollenbau neuerdings immer mehr und mehr vor, sei es, daß man dazu genötigt ist, in Rückenstollen Zwischenangriffspunkte von der Oberfläche aus zu schaffen (Simmenstollen und Catskill-Leitung), oder daß die Schachtstrecke unmittelbar einen Teil der Betriebswasserleitung bildet, wie es bei den später noch berührten Beispielen vom Schnalstalwerk, Biaschinawerk und anderen der Fall ist. Die Leistungen im Schachtausbruch sind immer erheblich geringer als unter sonst gleichen Verhältnissen im Stollenbau, weil die Förderung bei Schächten, auch schrägen, schon erheblich größere Schwierigkeiten macht, weil Einbauten nötig sind, um Stützpunkte für die Arbeitsmannschaft zu schaffen, und weil die Lüftung erheblich schwieriger wird. Wenn man es dabei einrichten kann, so wird man den Vortrieb hier von unten nach oben, unter Anordnung seitlicher Fensterstollen (Abb. 921) ins Werk setzen, weil dabei wenigstens die Räumung erleichtert ist. Wegen der erschwerten Lüftung ist allerdings auch damit nicht allzuviel zu erreichen.

Ausführung der Auskleidung. Unstreitig der beste Baustoff für Stollenauskleidungen im Wasserwerksbetrieb ist der Stampfbeton, Mauerwerk wird sich im allgemeinen nicht billiger stellen und hat den Nachteil größerer Wasserdurchlässigkeit.

Der Beton wird in der Verschalung, aus kurzen meist wagrecht gelegten Brettern, in den meisten Fällen unmittelbar gegen die vorher gereinigte und vielleicht mit einem Zementmörtelanstrich versehene Felswand eingestampft. Dabei wird meist mit der Ausführung der Wände begonnen, dann die Decke eingebracht, und zuletzt das Bodenstück eingesetzt. (Als ein Beispiel indes, bei dem der umgekehrte Arbeitsvorgang innegehalten wurde, wird später der Rondoutstollen beschrieben.)

Die Verschalung wird durch leichte hölzerne, oder, bei großen Stollenlängen vielfach vorteilhafter: eiserne Rahmen gestützt. Die eisernen Rahmen sind leichter auseinander zu nehmen und zusammenzusetzen, und können zugweise immer wieder Verwendung finden. (Abb. 876 Urfttalsperre und Rondoutstollen, vgl. auch Abb. 877/78, 841.) Ein besonderer Vorzug der Eisenaussteifung ist der geringere Raumbedarf, der in engen Stollen sehr ins Gewicht fällt.

Der frisch eingestampfte Beton ist vor Ausspülung sorgfältig zu schützen, und es müssen daher einzelne stärkere Quellen gefaßt und in Röhren abgeleitet werden, während man weithin verteilte schwächere Durchsickerungen durch Einbringen einer Trockenpackung oder einer zweiten Verschalung hinter dem Beton unschädlich nach der Sohle ableitet, wo ein Entwässerungsschlitz oder ein Sickerrohr das Wasser mit natürlichem Gefälle nach dem nächsten Fenster führt.

Bei der Stampfung ist darauf zu achten, daß ein unbedingt dichter Anschluß an den Felsen oder die Steinhinterpackung, die gleichfalls sehr sorgfältig ausgeführt sein muß, hergestellt wird. Andernfalls ist, wenigstens bei Druckstollen, wenn auch nur ganz kleine Zwischenräume vorhanden sind, ein Reißen der Betonschale und ein Undichtwerden nicht zu vermeiden. In dieser Beziehung bildet der Stollenscheitel immer einen wunden Punkt, denn hier ist es selbst bei größter Aufmerksamkeit der Arbeiter nicht möglich, einen unbedingt dichten Anschluß allein durch Stampfen, das hier in wagrechter Richtung ausgeübt werden muß, zu erzielen. Das ist z. B. beim Bau des Albulastollens (1909) klar nachgewiesen worden, als man einige Probeschlitze aushob: es zeigte sich, trotz vorhergegangener sehr sorgfältiger Einstampfung, durchweg eine feine, 1 mm starke Fuge zwischen der oberen Fläche der Gewölbeschale und dem Felsen. Man hat sich dann dadurch geholfen, daß man eine Einpressung von Zementmilch unter Anwendung hochgespannter Druckluft vornahm.

Diese Ausführung wird nachher noch näher beschrieben werden.

Die Wichtigkeit eines dichten Anschlusses der Stollenschale an die Felswand kann für Druckstollen nicht leicht zu hoch eingeschätzt werden. Man hat früher vielfach geglaubt, aus Gründen der Entwässerung, die gleich noch näher berührt werden sollen, einen solchen dichten Anschluß allgemein vermeiden und eine Hinterpackung mit Trocken-

Digitized by Google

mauer oder Schuttfüllwerk anbringen zu müssen. Dabei ist aber auf eine sichere Druckübertragung von innen nach außen keinesfalls zu rechnen.

Es ist beispielsweise wahrscheinlich der Vernachlässigung dieser Frage zuzuschreiben, daß der planmäßig für einen Überdruck von 8 m Wassersäule über der Sohle berechnete Stollen des Wasserkraftelektrizitätswerkes Engelberg bei Luzern, allerdings in vielfach zerklüftetem Gestein und felsigen Moräneschichten gelegen, an zahlreichen Stellen leck geworden ist, so daß er jetzt dauernd nur mit wesentlich geringerem Überdruck, als es dem Entwurfe entspricht, betrieben werden kann. Tatsächlich ist aus der von Ing. Kilchmann in Schw. Bztg. Bd. 48, Nr. 2ff. gegebenen Beschreibung der Anlage zu entnehmen, daß es beim Bau hier an vielen Stellen wegen der gebrächen Beschaffenheit des Gebirges sich als unmöglich erwies, die vorher eingebrachte Verzimmerung und Verschalung der Decke herauszunehmen, so daß man sich darauf beschränken mußte, das Deckengewölbe an diese Verschalung statt an den darüberliegenden Felsen anzustampfen.

Abgesehen vielleicht von dem Falle der drucklosen Stollen darf man es überhaupt im allgemeinen als gute Regel bezeichnen, eine vom Stollenvortrieb etwa vorhandene Auszimmerung, wenn irgend angängig vor Herstellung der Verschalung mit Beton stückweise zu entfernen. Denn wenn man nicht den Stollenscheitel dauernd unter dem natürlichen Grundwasserspiegel weiß, muß man immer mit dem Verfaulen der zurückgelassenen Hölzer und der daraus entstehenden Bildung von Hohlräumen rechnen.

Mehrfach hat man schon, um die Schwierigkeiten der Herstellung des Stollengewölbes zu vermindern, für den oberen Teil die Ausmauerung in Kunststeinen angewendet, und zwar, wie festgestellt werden muß, mit bestem Erfolg. Beispielsweise in dem später noch beschriebenen Simmestollen und in dem um 1900 gebauten, 9 qm im Querschnitt haltenden, Kanalstollen des Werkes bei Brasilly (Hte. Savoie). Von Letzterem wird in Congr. H. Bl. II. Seite 232 berichtet, daß er bei der Erstellung mehrere Monate lang unter innerem Überdruck gefüllt stehen gelassen wurde; dabei senkte sich der Wasserspiegel am Stolleneinlauf nur wenige Zentimeter und bei der nachfolgenden Besichtigung zeigten die Stollenwände selbst keinerlei Spuren von Rissen. Dieser Stollen ist in seinem ganzen Querschnitt mit Kunststeinen verkleidet.

Auch im Umlaufstollen der Möhnetalsperre (S. 597) hat man Kunststeine (aus Zement und Lippesand, auch Steinbruchsand und -grus, Mischung 1:6) mit Erfolg verwendet. Nach 22tägiger Erhärtung wurde eine Druckfestigkeit von 134 kg/qcm nachgewiesen. Im Sitterstollen (S. 653) hat man, mit aus der Absicht rascher vorwärts zu kommen, Klinkerauskleidung ausgeführt.

Mehrfach ist man neuerdings auch schon dazu übergegangen, vollständig geschlossene Schalen aus Kunststeinen oder Eisenbeton in die Stollen einzubauen. Z. B. beim Arizonawerk, wo die vorkommenden Kanalstollenstrecken in der oberen Querschnittshälfte mit fertigen Halbschalen aus Beton ausgekleidet wurden, die zu je 4 in Stücken von 30 cm Länge auf eigens hergerichteten Wagen mit Arbeitskran eingefahren und eingesetzt wurden. In der Veröffentlichung (Eng. Rec. 20. VIII. 1910) wird bemerkt, daß eine Kostenersparnis gegenüber unmittelbarer Einstampfung im Stollen mit diesem Verfahren zwar nicht erzielt wurde, dafür aber größere Sicherheit für eine vollkommen gleichmäßige und gute Herstellung der Schale.

Eine noch weitergehende, sehr interessante Anwendung fertiger Schalstücke wurde bei den Stollenstrecken des schon auf Seite 1106 erwähnten Tietonkanals durchgeführt (Abb. 853). Die Ausschalung wurde hier aus einzelnen 60 cm langen Vollringen von 1,86 m l. Durchmesser zusammengesetzt, die in Eisenbeton in der bereits ausführlich beschriebenen Weise hergestellt wurden.

Eine derartige Ausführung hat jedenfalls in loseren Bodenarten, ganz besonders, wenn der Stollen im offenen Einschnitt hergestellt wird, ihre großen Vorzüge.

Die Kosten der Tietonauskleidung haben, Herstellung, Beifuhr, Verlegen und Hinterfüllen nebst Generalunkosten inbegriffen, für den laufenden Meter 115 M. betragen, was in Berücksichtigung amerikanischer Lohn- und Preisverhältnisse sicher noch nicht übermäßig hoch ist (vgl. Tab. 8), die Kosten des Stollenausbruchs und etwaiger Zimmerung sind in diesem Preise natürlich nicht inbegriffen[1]).

[1]) Vgl. Eng. Rec. 10. IX. 1910, neuere ausführl. Angaben S. 1360ff.

Digitized by Google

Auch dort, wo man die Stollenschale vor Ort selbst einstampft, hat man mehrfach schon von der Eisenbetonbauweise Gebrauch gemacht, wenn es sich darum handelte eine unsichere Strecke, Moränen, schwimmendes Gebirge usw., die nicht umgangen werden konnten, zu durchfahren. Beispielsweise beim Löntschwerk (Abb. 876), bei dem Stollen des Werkes Montcherand (vgl. Z. f. T. 1910, S. 150) an einer Stelle, wo es galt eine für Wasserversorgungszwecke zu erhaltende Quelle zu unterfahren, und beim Albulastollen (S. 1139).

Abdichtung der Stollenschalen. Beton der gewöhnlichen Art, wie er in Stollenwänden eingestampft zu werden pflegt, das heißt in Mischungen von 1:6 bis 1:10 und mit Korngrößen von bis zu 60 mm besitzt nicht die hinreichende Dichtigkeit, um bei den meist üblichen Wandstärken zwischen 20 und 40 cm gegenüber bedeutendem Überdruck genügende Wasserundurchlässigkeit zu gewährleisten. Beispielsweise wurde beim Bau der Catskillwasserleitung bei sorgfältig hergestellten Probeplatten, Betonmischungen von 1:7 bis 1:10, Plattenstärken von 15 cm, und Überdrücken von 2,8 bzw. 5,7 kg/qcm ein Wasserverlust von 76 bzw. 215 g auf einer Kreisfläche von 20 cm Durchmesser und in der Zeit von 10 Minuten beobachtet. (Die Mörtelhaut war vor dem Versuch abgekratzt worden.) Dieses Ergebnis zeigt deutlich, daß man bei einigermaßen beträchtlichem Überdruck es nie unterlassen sollte, auf der Innenseite der Stollenschale einen kräftigen Glattstrich in fetter Mörtelmischung aufzubringen. Ein solcher erhöht gleichzeitig auch in wünschenswerter Weise die hydraulische Leistungsfähigkeit des Stollens. Beim Stollen der Urfttalsperre hat man außerdem noch einen zweimaligen Siderosthenanstrich aufgebracht, er hat sich nach Mitteilung der Betriebsleitung gut gehalten.

Bei neueren Stollenausführungen hat man von diesem Mittel keinen Gebrauch mehr gemacht, indem man sich auf die sorgfältige Herstellung der Glattstriche verließ, deren Zusammensetzung und Ausführung für hohe Wasserdrücke von den Spezialfirmen zu einer großen Vollkommenheit entwickelt ist (Biaschinaschrägstollen, S. 1180). Immerhin wäre es wohl bei weiteren Ausführungen einmal der Mühe wert, ähnliche Schutzanstriche an Probestücken in näheren Wettbewerb zu ziehen. Man darf davon, wenn nicht eine Verbilligung der Herstellung des Glattstrichs, so vielleicht eine größere Sicherheit gegen die Haarrisse erhoffen. Solche Haarrisse sind in jedem Druckstollen nach der Inbetriebnahme zu erwarten, bei einigermaßen unreinem Wasser setzen sie sich von selbst mit der Zeit wieder zu. Beim Löntschwerk hat man in der ersten Betriebszeit im Einlaßschacht dem Wasser Sägemehl beigemengt, um denselben Zweck rascher zu erreichen. Unbedingt geboten ist die Anwendung eines Schutzanstrichs bei großer Weichheit des Betriebswassers: Wasser mit Härtegraden unter etwa 12, gar noch solches mit reichlichem Gehalt an freiem Sauerstoff und freier Kohlensäure vermag den Atzkalk des Zementes in löslichen doppelkohlensauren Kalk überzuführen und dadurch innerhalb weniger Jahre Verputz und Betonschale zu zerstören. Hiergegen hilft neben Traßzusatz am besten ein guter Schutzanstrich. — Die Notwendigkeit, das Betriebswasser vor der Bauausführung an Ort und Stelle chemisch untersuchen zu lassen, ergibt sich daraus von selbst.

Als eine bemerkenswerte Ausnahme sei der Raabklammstollen bei Weiz erwähnt, der keine Betonschale erhalten hat, sondern nur eine Berappung, d. h. einen 25 mm starken, glatt gestrichenen Mörtelputz aus einem Teil Portlandzement und drei Teilen scharfen Flußsandes.

Den Anlaß zu dieser vereinfachten Ausführung gab die außerordentlich dichte und zähe Beschaffenheit des Gesteins (Pegmatit). Man hatte ursprünglich beabsichtigt, den Stollen überhaupt unausgekleidet zu lassen, — der höchste Wasserüberdruck beträgt 2,5 m. Es zeigte sich aber doch bei der ersten Füllung, daß das Gebirge immerhin durch einzelne, nicht verschlemmte, feine Risse und Spalten das Druckwasser noch durchließ, so daß an einigen Stellen eine Durchweichung der äußerlichen Schutt- und Erdauflagerung des Hanges und in deren Gefolge unangenehme Lehnenabrutschung stattfand. Man hat dann, um den erwähnten Dichtungsputz aufzubringen, die Stollenwände sorgfältig abgeklopft und alle losen Steinpartien beseitigt, vorspringende Zacken soweit abgenommen, daß eine zusammenhängende Putzschicht noch aufgetragen werden konnte und hat schließlich vor dem Aufbringen des Verputzes die ganzen zu verputzenden Flächen sorgfältig mit Wasser mittels einer scharfwirkenden Druckpumpe abgespritzt. — Der Erfolg dieser sehr wirtschaftlich gehaltenen Ausführung war voll-

Digitized by Google

kommen, und man darf wohl dieses Beispiel dahin verallgemeinern, daß man bei ähnlich gelagerten Gesteinsverhältnissen und bei mäßigen Wasserüberdrücken (wohl bis etwa 8—10 m — da auch bei der Betonschale lediglich der innere Verputz die Hauptdichtigkeit abgibt) diese sparsame Ausführung gelegentlich nachahmen sollte. Die etwas größere Unregelmäßigkeit der Querschnittsumgrenzung kommt nicht in Betracht, da man mit unbedeutenden Mehrkosten den Querschnitt um ein kleines reichlicher halten kann[1]).

Behandlung des Sickerwassers. Kaum weniger gefährlich wie der innere Überdruck kann für die Stollenschale auch der äußere werden, der auftritt, wenn das Grundwasser über der Drucklinie der Leitung liegt, oder wenn die letztere bei gelegentlichen Trockenlegungen ihren Innendruck verliert.

Die schon aus Standfestigkeitsgründen unzweckmäßige, oder wenigstens nicht immer unbedenkliche, trockene Hinterpackung der Stollenschale (S. 1135) kann, wie man neuerdings wieder mehr anerkannt hat, auch in bezug auf die Wasserführung im Gebirge bedenkliche Erscheinungen zeitigen. Der mit Trockenpackung umhüllte Stollen saugt nämlich das Wasser aus den Gesteinsklüften mit großer Gewalt an, und so kann es kommen, daß Ausspülung loser Spaltfüllungen eintritt, die dann ihrerseits wieder zur Vermehrung des Wasserzudrangs beiträgt und unter Umständen mit der Zeit die innige Berührung zwischen Stollenschale bzw. Hinterpackung und Felswand an einzelnen Stellen lockert. Sind gar in der Stollenschale selbst kleine Undichtigkeiten entstanden, so befördert eine derartige Hinterpackung natürlich ungemein den Wasserabzug und die Wasserverluste.

Man darf es daher als gute Regel aufstellen, dort, wo man aus Ersparnisgründen und wegen Abwesenheit eines großen Innendruckes die trockene Hinterpackung zu groß geratener Ausbruchsquerschnitte beibehalten will, oder wo wegen allgemeiner Nässe solche nötig war, wenigstens in nicht zu großen Abständen durchgreifende bis an die Felswand geführte Abfangringe anzuordnen, die eine Längsströmung an der Stollenschale entlang verhindern. Hat man es dabei mit einem drucklosen Kanalstollen zu tun, dessen Spiegel unter dem äußeren Grundwasser liegt, so wird man gut tun, in den einzelnen so gebildeten Abteilungen einzelne Löcher in der Sohle stehen zu lassen, durch die das Bergwasser ungehindert ins Innere des Stollens eintreten kann, so daß es nicht zur Entwicklung eines größeren Außendruckes kommt.

Das beste Mittel, um jede Wasserbewegung entlang der äußeren Stollenhülle abzuschneiden, ist die Zementeinpressung, die alle etwa um die Stollenschale herum vorhandenen Auspackungen in eine dichte zusammenhängende Betonmasse verwandelt, und wie die Beobachtungen am Albulastollen gezeigt haben, selbst mehrere Meter tief in die feinen Spalten des umgebenden Gesteins eindringt, dieses auf beste abdichtend. Freilich ist dieses Mittel recht teuer, so daß es, außer bei Druckstollen, wo die Ausführung schon der Standfestigkeit wegen erwünscht ist, wenn möglich vermieden wird.

Bei Anordnung der beschriebenen auf Abschneidung des Grundwasserstroms abzielenden Bauweisen müssen natürlich die vom Baubetrieb etwa vorhandenen Sohlenentwässerungen sorgfältig, womöglich an mehreren Stellen, geschlossen werden.

Es darf nicht verschwiegen werden, daß es auch Fälle geben kann, wo die beschriebenen Bauweisen für den Bestand des Bauwerks gefährlich werden können.

Das dürfte vielleicht überall da der Fall sein, wo ein Stollen in gebrächem, vielleicht noch mit Lettenbänken durchzogenem Hanggelände liegt. Würde man hier nicht drainieren, so läge die Gefahr vor, daß sich das durch die unvermeidliche Auflockerung beim Bau doch angelockte Grundwasser um den Stollen herum stauen würde, was dann die schlimmsten Rutscherscheinungen zur Folge haben könnte.

Derartige Gründe mögen vielleicht bei dem Kanalstollen des Elektrizitätswerkes Burglauenen dazu bewogen haben, eine für festeres Gestein nicht als nachahmenswert zu empfehlende Bauweise, wie sie jetzt auch im Eisenbahntunnelbau[2]) mehr und mehr aufgegeben wird, anzuwenden. Der in Trümmergestein und Bergschutt verlaufende und deshalb an sich sehr kräftig ausgeschalte Stollen (Abb. 876) ist gemauert, nicht betoniert,

[1]) Mitteilung von Ing. Direktor Franz Pichler-Weiz.

[2]) Vgl. die grundlegenden Ausführungen von E. v. Willmann, C. d. Bv. 2. X. 1909. Dr.-Ing. Dolezalek, Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 15. IV. 1910. A. Wolfsholz, C. d. Bv. 4. VI. 1910.

Digitized by Google

und an nassen Stellen über dem Gewölbe mit einer Dachpappschicht abgedeckt, darüber mit Steinen trocken ausgepackt. Vom Gewölbescheitel führen seitliche Sickerschlitze nach dem unter der Sohle verlaufenden Entwässerungsgraben.

Dieses hier in einem zwar klüftigen, aber doch in sich standfähigen Gebirge allenfalls zulässige Mittel in einem Gelände mit löslichen Schichten (etwa Gips) anwenden hieße dagegen: den Teufel mit Beelzebub austreiben wollen und man kann daraus nur den Schluß ziehen, daß bei der Anlage von Wasserstollen, namentlich Druckstollen, nicht leicht eine Linienführung zu weitläufig oder zu kostspielig ist, die den Stollen aus dem Bereich rutschgefährlicher Hänge in den festen Felsen bringt.

Als Werke, deren üble Erfahrungen in dieser Beziehung als lehrreiche Beispiele dienen können, seien genannt der Kanalstollen von Pomblières (C. H. Bl. II. 259) und der eines neueren Werkes bei Orlu (französ. Pyrenäen), auch der des Albulawerkes (S. 1139).

Der erstgenannte, für 20 cbm/sek berechnete und 7,8 qm Nutzquerschnitt aufweisende Kanalstollen, rd. 3300 m lang, verlief auf einer größeren Strecke in gipshaltigen Schichten der Triasformation. Sogleich nach der Inbetriebsetzung des Kanals, im Jahre 1900, traten ausgedehnte Rutschungen ein, so daß der Stollen auf eine Länge von etwa 1 km verlegt werden mußte. Dabei wurden dann nachträglich sorgfältigere Bodenaufschließungen angestellt. Sie erwiesen das Vorhandensein einer starken Grundwasserströmung, deren auflösende und ausspülende Wirkung man für den Unfall verantwortlich machen mußte.

C. Beschreibung einiger bemerkenswerter Stollenausführungen.

Der Triebwasserstollen des Werkes Heimbach[1]). Der Stollen dieses (auf S. 669ff. ausführlich beschriebenen) Werkes führt als „Rückenstollen" in 2850 m Länge unter der Wasserscheide der Urft und Rur durch, und ist mit einem nutzbaren Querschnitt von etwa 6,35 qm bestimmt, eine Höchstwassermenge von etwa 17 cbm/sek als Druckstollen unter einem Höchstdruck über Scheitel von rd. 58 m abzuführen. (Abb. 460/61, 448 und 456.)

Der Stollen liegt ganz in rheinischer Grauwacke und Grauwackeschiefer, die sich im allgemeinen als gut standfähig erwiesen. Indes kamen doch auch längere Strecken stark drückenden Gebirges vor, die ungewöhnlich großen Wasserandrang brachten und außerordentlich umfangreiche Auszimmerung erforderten (Abb. 461). Diese Umstände erhöhten die Bauzeit und die Kosten der Ausführung erheblich über das veranschlagte Maß hinaus.

Der Ausbruch wurde im Richtstollenvortrieb mit nachfolgendem Randausbruch besorgt. Zwar ist der Ausbruchsquerschnitt, im Mittel etwa 9,5 qm, für diese Arbeitsweise noch etwas klein, aber bei der Unmöglichkeit, Zwischenangriffspunkte durch Fenster oder Schächte zu schaffen, mag auf diese Weise doch noch ein gewisser Vorteil erzielt worden sein. Es fand Handbohrung und Sprengung mit Dynamit statt.

Die ausgebrochenen Massen wurden in kleinen Rollwagenzügen abgefahren, wozu wegen der großen Länge des Stollens eine 12-PS-Spirituslokomotive verwendet wurde.

Die Ausschalung sollte planmäßig in einer Stärke von im Mittel 28 cm, an den vorstehenden Felszacken mindestens 20 cm, hergestellt werden. In den gebrächen Strecken mußte man aber auf Stärken von 60—80 cm, stellenweise bis 1 m hinaufgehen, und an vielen Punkten hatte man dann noch größere Klüfte, die durch nachbrechendes Gebirge enstanden waren, auszufüllen. Für diese Arbeit wurden Steinblöcke in Mörtel dicht verpackt.

Der Beton[2]) wurde aus einer Mischung von 5 Teilen Mörtel und 9 Teilen an Ort und Stelle bereiteten Steinschlages hergestellt. Der Mörtel bestand aus 1 Teil Zementmörtel 1 : 2 und $^1/_3$ Teil Kalktraßmörtel, 1 : $1^1/_2$: $^3/_4$. Dieser selbe Mörtel diente auch zur Herstellung des später innen aufgebrachten Glattstriches.

Die Beimengung von Traß und Kalk zu dem Beton hatte neben dem Zweck, die Ausführung zu verbilligen (Traßgewinnungsstellen ziemlich in der Nähe) doch den Hauptzweck: eine größere Dichtigkeit und Zähigkeit der fertigen Betonschale zu erzielen, ein Gesichtspunkt, der ja auch zur vorteilhaften Verwendung ähnlicher Mörtelmischungen im Talsperrenbau geführt hat (S. 951).

[1]) Nach Mittlg. der Unternehmer Ph. Holzmann u. Cie. und Hüser und D. Bztg. 1904.
[2]) Mittlg. der Bauunternehmung: Hüser u. Cie. in Oberkassel.

Digitized by Google

Es darf aber nicht verschwiegen werden, daß im Stollenbau eine gewisse Vorsicht in der Verwendung von Traß angebracht ist, namentlich dort, wo größerer Wasserzudrang vorhanden ist; denn der mit Traß versetzte Mörtel bindet wesentlich langsamer ab, als der reine Zement- oder Zementkalkmörtel, und wo daher die Gefahr der Ausspülung des frisch gestampften Betons vorliegt, wird man hier lieber von der Verwendung von Traß absehen. —

Vor Herstellung der Ausschalung wurden die Felswände mit einem Druckwasserstrahl von 2 atm unter gleichzeitigem Abkratzen sorgfältig abgespült, worauf eine erste Arbeiterkolonne einen 2 cm starken Verputz aus 1 Teil Zement + $^1/_2$ Teil Traß + 3 Teilen Sand aufbrachte.

Eine darauffolgende zweite Kolonne brachte dann beiderseits in der Sohle ein unterschnittenes Bankett aus Stampfbeton ein, das den hiernach aufgerichteten Schalungsrahmen als Unterlage zu dienen hatte.

Die Rahmen bestanden aus Formeisen und waren in solcher Zahl vorhanden, daß eine Strecke von 150 m damit ausgeschalt werden konnte; da der tägliche Fortschritt der Schalarbeit etwa 20 Längenmeter betrug, so konnte die frischgestampfte Betonwand immer genügend lange in der Verschalung belassen werden. Die Betonierung der aufgehenden Wandungen erfolgte durch mehrere Kolonnen, von denen die erste nur die unteren Teile, die nächste die mittlere Leibung und die letzte den Scheitelschluß vornahm, letztere Arbeit wurde von einer auf eingesetzten Quersteifen der Rahmen verlegten leichten Arbeitsbühne aus bewerkstelligt. Das sich bei der Betonierung in den Klüften des Felsens ansammelnde Wasser wurde durch Sickerschlitze nach der Sohle abgeleitet. Große Schwierigkeiten zeitigten die mit Holzauszimmerung versehenen Druckstrecken, weil hier die Auswechselung des Holzeinbaues mit der nachfolgenden Betonierung aufs innigste Hand in Hand gehen mußte, wenn jede Bewegung des Gebirges vermieden werden sollte.

An den Stollenenden waren geräumige Arbeitsplätze mit Steinbrechern, Trommelsieben und Betonmischmaschinen angelegt, eine besondere Wasserversorgung aus der Rur war eingerichtet nebst Anlage zur künstlichen Lüftung des Stollens (die aber wegen der günstigen Windlage selten in Betrieb gesetzt werden mußte). Die erforderliche Betriebskraft wurde teils von Petroleummotoren, teils von Dampfmaschinen geliefert.

Der Stollen des Albulawerkes der Stadt Zürich. Das 1908 bis 1910 erbaute Albulawerk der Stadt Zürich hat als Oberwasserzuleitung einen 7344 m langen Druckstollen von 7 qm nutzbarem Querschnitt, bei 0,8 ‰ Längsgefälle, berechnet für eine Höchstleistung von 15 cbm/sek. Bei Ruhespiegel herrscht am unteren Stollenende ein Überdruck von bis zu 21 m über Stollenscheitel.

Der Stollen[1]) liegt, als Hangstollen dem Lauf des Flusses folgend, im Alpenkalk wechselnder Beschaffenheit (Dolomit- und Kieselkalk und weicher Bündner- und Kalkschiefer).

Im ersten Entwurf war ein Stollenquerschnitt von 2,7 m Lichtweite und 3,6 m Höhe, entsprechend 8 qm Lichtfläche, vorgesehen. Bei der Ausschreibung der Arbeit verlangten die meisten Unternehmer ein mehr dem Kreis sich näherndes Profil, weil ein solches besser und billiger zu erstellen wäre. Das ältere, überhöhte Profil war gewählt worden, weil man an eine Ausführung mit Firststollenvortrieb gedacht hatte. Tatsächlich arbeitete die ausführende Unternehmung indes dann mit dem nach ihrem Vorschlag abgeänderten Querschnitt, Abb. 876, nur in den weichen Felsstrecken mit Richtstollenvortrieb, während sie es für vorteilhafter fand, in den harten Strecken sofortigen Vollausbruch vorzunehmen. Da es möglich war, 8 Fenster anzulegen, also mit Einlaß und Wasserschloß im ganzen 18 Angriffspunkte zu schaffen, war allerdings einer der wichtigsten Gesichtspunkte, die für Richtstollenvortrieb sprechen konnten, von vornherein weggenommen.

In der Stollensohle wurde nach der Aussprengung ein Sickerrohr (30 cm weit in sehr wasserreichen Strecken und 10 cm in den trockeneren Strecken) verlegt.

Die Stollenschale wurde in ähnlicher Weise, wie eben von der Urfttalsperre beschrieben, an die vorher gereinigte und mit Mörtelanwurf versehene Felsfläche angestampft. Verwendet wurde dazu ein Beton mit Schlackenzement in Mischung 1 : 5, der sich sehr gut

[1]) Dies und folgendes nach Mitteilungen des Städt. Wasserwerks Zürich und nach E. u. M. Wien 22. I. 1910, sowie „Albulawerk".

Digitized by Google

bewährt haben soll. Die Wandstärke wurde im Schiefer zu 25 cm, im festen Felsen zu 15 cm festgesetzt.

Die Schalungsrahmen wurden hier nur aus Holz gezimmert, die Stampfarbeit auch kolonnenweise in Absätzen hochgeführt, die Sohle erst nach Schluß der ganzen Arbeit eingesetzt. Im Innern wurde ein sorgfältig ausgeführter Glattstrich in Zementmörtel 1 : 1 20 mm stark aufgebracht, und zur Herstellung eines vollkommen dichten Anschlusses der Gewölbeschale gegen den Felsen nachträglich die bereits erwähnte Zementeinspritzung ausgeführt.

Es wurden dazu in die Gewölbemitte in Abständen von etwa 3 m Löcher geschlagen, in die man der Reihe nach von unten beginnend die Spitze des Zuführungsrohres unter Anwendung kräftiger Schraubenstempel einpreßte. In dieses Rohr wurde ein Kalkzementbrei 1 : 1 aus einem kräftigen Stahlblechkessel durch eingeführte Druckluft eingepreßt. Die Druckluft wurde mit 2,5 atm Spannung in einer Handpumpe (mit Windkessel, zur Druckregulierung) erzeugt. Die auch angestellten Versuche, die Preßluft durch die handelsmäßig zu beziehende Kohlensäure zu ersetzen, führten zu keinem brauchbaren Ergebnis, weil der Mörtel unter dem Einfluß der Kohlensäure frühzeitig abband.

Auf den laufenden Meter Stollen sollen bei der Arbeit durchschnittlich 5 bis 10 Sack Kalkzementmischung verbraucht worden sein. Die Ausführung hat sich aufs beste bewährt; in 24 Stunden wurden von einer Gruppe von 8 Mann etwa 15 lfd. m Stollen in dieser Weise abgedichtet; da 10 Apparate in Betrieb gesetzt wurden, betrug der tatsächliche tägliche Fortschritt 150 m. Die Kosten betrugen 114000 M. oder auf den Meter Länge 15,4 M.

Bei diesem Stollenbau ergaben sich an einer Stelle unerwartete Schwierigkeiten, die den Bau verzögerten und verteuerten: in einer Strecke, wo ohnedies wegen der Annäherung an das nur 60 m entfernte Planum der Rätischen Bahn besondere Vorsicht geboten war, wurde eine starke Quelle von 50 l/sek angeschnitten. Sie ging zwar bald auf die Hälfte zurück, machte aber noch so besondere Anstrengungen nötig, um den Vortrieb im Trockenen weiterbringen zu können. Da man sich gleichzeitig im losen verdrückten Gestein fand, das große Klüfte und Risse von 1,5 bis 1 m Breite aufwies, so mußte man zu einem verstärkten Wandquerschnitt, bis zu 70 cm, greifen, und bei Überschreitung der Spalten sogar Eisenbewehrung anwenden. Da eine seitliche Umgehung ausgeschlossen erschien, mußte man versuchen mit einem kleinen Richtstollen (90 : 170 cm groß) und nachfolgendem Vollausbruch unter Anwendung sehr starker Absprießungen durchzukommen. Dies, und auch die Aufmauerung der Wandungen und Gewölbe gelang auch unter großen Schwierigkeiten, wobei freilich Bewegungen der Gewölbekämpfer von bis zu 1 cm Größe nicht vermieden werden konnten. (Im Februar 1910, bald nach Inbetriebnahme des Werkes, erfolgte nochmals ein Stollenbruch, der eine 6wöchige Betriebsstörung bedingte[1]).

Durch diese unerwarteten Schwierigkeiten mag es mit veranlaßt worden sein, daß auch hier die Unternehmung mit Verlust gearbeitet hat, indem sie mit dem ausbedungenen Einheitspreis von 250 M. für den lfd. Meter fertig hergestellten Stollens nicht auszukommen vermochte. Die Gesamtüberschreitung betrug 567000 M.

Der Simmestollen des Kanderwerks bei Spiez. Der Stollen der Simmezuleitung ist in verschiedener Beziehung bemerkenswert: einmal, weil er im Entwurf in scharfen Wettbewerb mit einer vorher geplanten offenen Hangkanalführung treten mußte — welchen Wettbewerb er aber, unterstützt durch die bei jener Lösung vorliegende Eis- und Schlammgefahr, erfolgreich bestand (vgl. S. 913). Zweitens deshalb, weil hier Schachtzugänge an Stelle von Fensterstollen angewendet wurden, endlich weil ein großes Stück im offenen Einschnitt bei nur etwa 9 m Überdeckung ausgeführt wurde (vgl. Abb. 881).

Eine weitere Eigenheit, die sich bei der Ausführung unangenehm bemerkbar machte, ist der vielfältige Wechsel der Bodenbeschaffenheit und das vorwiegende Vorkommen von losem, stark wasserdurchsetztem Boden und alten Schuttrunsen.

In dem oberen, 2592 m langen Teil, bis zu dem auf S. 1119 erwähnten Brückenkanal ist der Stollen als druckloser Kanal angelegt. Unterhalb der Brücke setzt er sich als Druckstollen mit geringem Scheiteldruck fort, bis zu dem im Spiezmoos angelegten Sammelweiher. Bei einer Höchstwassermenge von 6 cbm/sek ist ein Querschnitt mit 4,53 qm

[1]) Gesch.-Ber. 1910.

Digitized by Google

Nutzfläche angewendet, also nur eine sehr mäßige Geschwindigkeit zugelassen. Dies wegen der durch die örtlichen Verhältnisse der Wasserfassung und des bereits bestehenden Weihers gegebenen Gefällsknappheit.

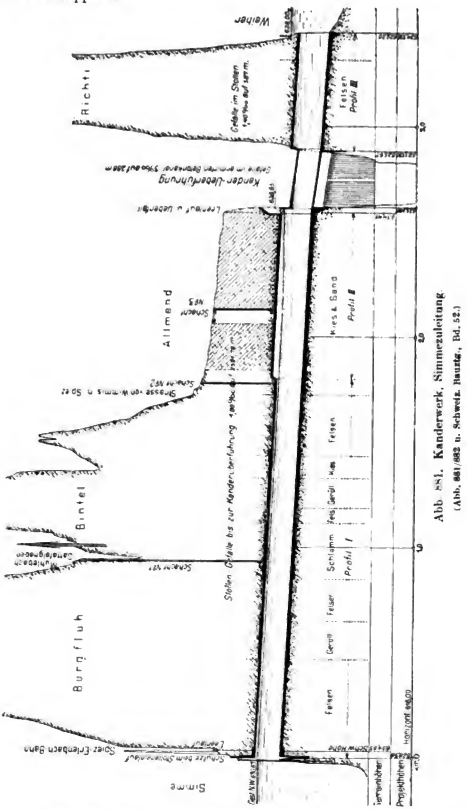


Abb. 881. Kanderwerk, Simmezuleitung.
(Abb. 881/882 n. Schweiz. Bauztg., Bd. 52.)

Beim Vortrieb der bergmännisch ausgeführten Strecken (in Abb. 881 nicht schraffiert) wurde nur im Anfang von Hand, später mit 2 Ingersollmaschinen gebohrt. Der Angriff erfolgte von 4 Stellen aus. Der tiefere der beiden dazu benutzten Schächte, 20 m Förder-

Digitized by Google

höhe, ist in Abb. 882 dargestellt. Die Dreiteilung durch eingebaute Quermauern wurde erst nachträglich angebracht, als in dem anstehenden feinen Grundmoräneschlamm, der unter dem Einfluß der Luft ins Fließen kam, heftige Druckwirkung auftrat.

Unter diesen Verhältnissen schritt auch der Vortrieb des Stollens, bei dem äußerste Vorsicht unter starker Auszimmerung beobachtet werden mußte, sehr langsam vorwärts, und es kam infolge mehrfacher Wassereinbrüche zu 11 Monate langen Stockungen. Unter anderem trat bei Kilometer 1,040 und unter etwa 20 bis 25 Überlagerung ein trichterförmiger Tageeinbruch von etwa 5 m Tiefe auf, der dazu nötigte, ein in der Nähe vorbeifließendes Bächlein erst vollständig umzuleiten, ehe der mit Schlamm und Geröll gefüllte Stollen wieder ausgeräumt werden konnte.

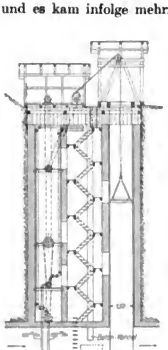


Abb. 882. Kanderwerk. Angriffsschacht beim Bau der Simmezuleitung. Maßstab 1:300.

Entsprechend diesen außergewöhnlichen Verhältnissen mußten stellenweise starke Verstärkungen der Ausschalung vorgenommen werden (Abb. 881). Daß zur Auswölbung mit gutem Erfolg Kunststeine verwendet wurden, ist bereits (S. 1135) erwähnt, ebenso daß in der Tagebaustrecke ein schlankeres Profil verwendet wurde (S. 1128 und Abb. 876).

Die Tagebaustrecken bereiteten keine besonderen Schwierigkeiten, die kurze Unterbrechung durch ein bergmännisch ausgeführtes Stück bei Schacht 3 war bedingt durch die Rücksicht, ein wertvolles Grundstück unberührt zu lassen. Auch in der unteren Druckstollenstrecke abwärts des Brückenkanales ergaben sich keine besonderen Schwierigkeiten; der Querschnitt ist hier etwas kleiner und — nicht recht ersichtlich warum — noch schlanker als Profil 2 (in Abb. 876) ausgeführt. (Über eine Stollenausführung in ähnlichem losem Gebirge [Moränen] mit großen Schlammeinbrüchen, beim Werk Chippis, vgl. Schweiz. Bztg. Bd. 58, Nr. 8 bis 11.)

Rondout-Stollen der Catskillwasserleitung der Stadt New York[1]. Die Verwaltung des Städt. Wasserwerks von New York hat um 1909 den Bau eines rd. 160 km langen Zuleitungskanals begonnen, der das im Ashokan- und Kensico-Becken aufgespeicherte Quellwasser der Catskillberge nach der Stadt leiten soll. Diese durch ihre außergewöhnliche Länge und große Leistungsfähigkeit, 26 cbm/sek, an sich hochinteressante Wasserleitung enthält eine Anzahl großer, meist über 7 km langer Druckstollen, die als Düker unter den zahlreichen die Kanallinie kreuzenden breiten Flußtälern hindurchführen. Der Wahl dieser Bauweise, der Bestimmung der Abmessungen und der Querschnittsformen gingen eingehende, namentlich auch wirtschaftliche Vorstudien und Berechnungen voraus, über die an den angegebenen Stellen ausführliches nachzulesen ist. Hier können nur die wichtigsten Einzelheiten des Entwurfs, der für alle 4 Düker nahezu gleichförmig aufgestellt ist, kurz wiedergegeben werden; die nicht minder bemerkenswerte Arbeitsweise soll am Beispiel des Rondoutstollens vorgeführt werden.

Das breite von Eiszeitgeschiebe tief ausgefüllte Flußtal liegt an der tiefsten Stelle rd. 92 m unter der Drucklinie des Kanals. Um eine ausreichende Felsüberdeckung zu bekommen, mußte man den Stollen 215 m unter die Drucklinie und 130 m unter das Grundwasser legen, so daß der unausgeglichene Innendruck im gewöhnlichen Dauerbetrieb 85 m beträgt: also erheblich mehr als bei allen bisher ausgeführten Druckstollen zugelassen wurde.

Um höchste Wirtschaftlichkeit mit bester hydraulischer Leistungsfähigkeit zu verbinden, hat man dem Querschnitt, dessen wirtschaftlich vorteilhafteste Größe zu 15,5 qm ermittelt wurde, vollkommene Kreisform gegeben, dies namentlich auch mit Rücksicht auf den bedeutenden äußeren Überdruck, der bei entleertem Stollen auftreten kann. Die Ausschalung wurde in Beton 1:2:4 hergestellt, in einer mittleren Stärke von 425 mm

[1]) Nach Eng. Rec. 29. I. 1910 und 17. IX. 1910.

Digitized by Google

(Abb. 876; innerhalb einer „*A*-Linie" vom Durchmesser $d = 4{,}97$ m durfte verdingungsgemäß kein Fels stehen bleiben, während eine *B*-Linie mit $d = 5{,}60$ m bei der Abrechnung der Feststellung der Massen zugrunde gelegt wird). Ein innerer Verputz ist auf diese Betonschale, deren Verhalten gegen Wasserdruck durch Versuche festgestellt wurde (vgl. S. 1136) nicht aufgebracht worden, da nach Ansicht der leitenden Ingenieure die Schale mehr zur Herstellung einer gleichmäßigen Oberfläche dienen sollte, während die Abdichtung (wohl mit Recht) von der in sorgfältigster Weise und ohne Rücksicht auf Mörtelaufwand durchgeführten Zementeinpressung am äußeren Umfang erwartet wurde. Zur weiteren Sicherheit sind in Abständen von 15 m noch weiter ausgreifende Abfangringe angelegt. Für die Ausführung der Zementeinspritzung wurde eine besondere Maschine konstruiert, bei der die Preßluft, je nachdem sie von oben oder von unten eingelassen wird, zuerst die Mischung des Mörtels und nachher sofort die Einpressung bewirkt.

Im Entwurf waren verschiedene Querschnittskonstruktionen vorgesehen, die angewendet wurden, je nachdem es sich um standfähiges, vorübergehender Unterstützung bedürftiges, oder auch während der Betonierung abzufangendes Gestein handelte. Für den letzteren Fall wurde es zum Grundsatz erhoben, keine Holzverschalung, höchstens hölzerne Tragrippen anzuwenden, weil Holz unter derartigen Druckverhältnissen als ein unzuverlässiges Mittel zur Kraftübertragung angesehen wurde; es wurde daher eine besondere Verschalung mit 15-cm-Doppel-T-Eisenrippen und 75-mm-Winkeleisen als Belag für diese Stellen ausgebildet.

Der Stollenausbruch wurde von den in den Talhängen ohnedies erforderlichen Verbindungsschächten zwischen dem hochliegenden Kanal- und dem Dükerstollen in Angriff genommen, außerdem wurde noch eine Anzahl von Zwischenarbeitsschächten, auch kreisförmig ausgeschalt, niedergebracht, die mit maschinellen Förder-, Lüftungs- und Wasserhaltungseinrichtungen aufs beste ausgestattet waren. Einer davon wird als Entwässerungsschacht durch Einbau von Schieberrohren betriebsfähig offen gehalten werden, während die übrigen später wieder zubetoniert wurden. Im ganzen wurden 8 Schächte niedergebracht, wovon 3 als dauernde, zum Teil mit stahlbewehrter Betonschale ausgefüttert wurden. Beim Durchfahren der oberen erdigen Bodenschichten ergaben sich teilweise bedeutende Schwierigkeiten aus dem Wasserzudrang.

Die zu durchfahrenden Gesteinsschichten, Schiefer, erwiesen sich meist als gut standfähig und brachten wenig Wasser.

Im Vortrieb des Stollens wurde zuerst die obere Hälfte des Querschnitts, der im Mittel 21,5 cbm Ausbruch aus dem laufenden Meter hatte, ausgebrochen, worauf eine weitere Arbeitergruppe die untere Hälfte nachnahm. An jeder Angriffstelle arbeiteten gleichzeitig 4 Ingersollmaschinen. Der Schutt wurde durch Maultiere abgeschleppt, wofür zwei Gleise auf dem in genügender Höhe auf dem Boden liegen gelassenen Abraum verlegt waren. Die Bohr- und Sprengarbeit schritt in dem mäßig harten Felsen gut fort, und es wird berichtet, daß die Leistung lediglich durch die Schwierigkeiten der Räumarbeit gehemmt war. Diese mußte, für amerikanische Verhältnisse ganz ungewöhnlich, noch durchweg von Hand besorgt werden, weil der Stollen für Anwendung von Räumungsmaschinen (Maschinenschaufeln) doch noch zu klein war. Es wurden mittlere (monatliche) Fortschritte von 2,0 m in 24 Stunden erzielt[1]).

Zur Betonbereitung für die Ausschalung war an jedem Schacht ein reichlich mit den nötigen Maschinen ausgestatteter Arbeitsplatz eingerichtet. Eine Seilbahn verband sämtliche Arbeitsplätze untereinander und mit der etwa in Talmitte gelegenen Gewinnungsstelle des Schottermaterials, für das der Stollenausbruch nicht geeignet war.

Die Betonschale wurde in drei Stufen, zuerst ein Sohlenstück, hernach die beiden seitlichen Wangen und schließlich die Decke nacheinander, eingebracht, wie es in Abb. 877/78 veranschaulicht ist. Dabei wurde immer von der Mitte der zwischen zwei Schächten gelegenen Stollenstrecke aus nach den Schächten zurückgearbeitet, um die Notwendigkeit Gleise auf dem frischen Beton zu verlegen, zu umgehen. Für die Wangenteile und die obere Wölbung wurden besonders konstruierte Rüstungen und Schalungen aus Stahl verwendet, die gruppenweise in Längen von 18 bis 24 m vereinigt durch Stell- und Spannschrauben in genau richtige Lage gebracht werden konnten und zum Ausschalen einfach

[1]) Ausführliche Beschreibung der Vortriebsarbeit in Eng. Rec. 1. I. 1910.

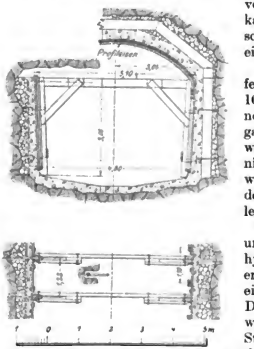
Digitized by Google

etwas zusammengeklappt wurden, worauf sie als Ganzes auf untergesetzten Wagengestellen weitergerückt wurden. Einzelheiten dieser sehr bemerkenswerten und für große Stollenausführungen zweifellos sehr vorteilhaften Anordnungen sind aus Abb. 878 zu entnehmen[1]).

Die einzelnen Schalstreifen greifen durch bei der Herstellung vorgesehene Nuten und Federn dicht ineinander. Die senkrecht zur Stollenlinie verlaufenden, den täglichen Arbeitsleistungen entsprechenden Trennungsfugen sind durch Aufbringen eines Anstrichs mit Zementmilch vor Weiterführung der Arbeit zum dichten Schluß gebracht.

Für die Abdichtung wurde außer den Zementeinpressungen zwischen Fels- und Betonschale noch ein sehr eigenartiges Verfahren zur nachträglichen Dichtung schlecht ausgefallener Stellen der Betonschale selbst angewendet. Es wurde dazu ein Druckrohr benutzt, an dessen Arbeitsende eine rechteckige Platte mit leicht erhöhtem und mit kräftiger Kautschukzwischenlage versehenem Rande angebracht war. Diese Platte wurde durch kräftige Stempelschrauben gegen die undichte Betonstelle angedrückt und in den Hohlraum zwischen Platte und Betonschale Zementbrei unter hohem Druck eingepreßt; derselbe drang dann vollkommen in die Poren der Betonschale ein, diese aufs beste abdichtend. Die beim Albulastollen beschriebene Art der nachträglichen Zementeinpressung, Ausspitzen eines Lochs und Einsetzen einer Preßdüse, dürfte allerdings im allgemeinen der eben beschriebenen vorzuziehen sein, weil sie größere Sicherheit gibt dafür, daß der Mörtel auch tiefer in den Beton und namentlich in etwa hinter dem Beton verbliebene Lücken eindringt.

Der Kanalstollen des Gleenwoodwerkes[2]). Der Stollen des Gleenwoodwerkes führt in 3800 m Länge im Hang des Grandflusses in Colorado eine Höchstwassermenge von 35,5 cbm/sek ab. Er ist als druckloser Freikanal berechnet, hat einen nutzbaren Lichtquerschnitt von 17 qm, Füllung bis Kämpferhöhe und ein Längsgefälle von 0,5 ‰.


Preßluft
3,40
3,40
1,50
0,80
0,30
0,30
0,30

die beim nachherigen Einstampfen der Mörtel des Betons, der nach amerikanischer Art sehr naß angemacht wurde, etwas eindrang. In den kurzen druckhaften Strecken ließ man die vorher eingebrachte Auszimmerung stehen, ein Verfahren, das nicht zur Nachahmung empfohlen werden kann.

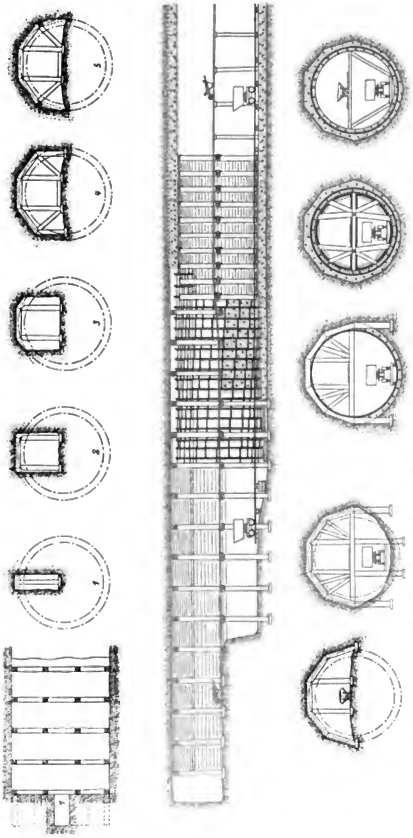


Abb. 884. Stollen mit Eisenbetonschale im Shawiniganwerk. Maßstab 1:200. (Eng. Rec. 1908.)

Digitized by Google

Um Längsströmungen an der Stollenschale entlang zu vermeiden, hat man auch hier alle 15 m einen durchgehenden Betonring bis an die Felswand satt anbetoniert, und durch Aussparung von Löchern in der Stollensohle dafür gesorgt, daß das in den einzelnen Abteilungen so eingeschlossene Außenwasser, von Überdruck frei, in den Stollen eintreten kann. Es ist das also eine Bauweise, die vom Standpunkt der auf den früheren Seiten aufgestellten Grundsätze aus als eine Ausnahme bezeichnet werden muß, eine Ausnahme, die aber angesichts der nach dem Bericht[1]) außerordentlich soliden Felsbeschaffenheit zugelassen werden konnte.

Der Druckstollen der Northern Aluminium Company bei Shawinigan Falls. Die Northern Aluminium Comp. hat um das Jahr 1908 zur Erweiterung ihrer bestehenden Wasserkraftanlage bei Shawinigan Falls einen 300 m langen Druckstollen als Verbindungsstück in einer stählernen Druckrohrleitung angelegt (Abb. 884). Bemerkenswert an diesem Stollen waren: der Bauvorgang, die dem Rondoutstollen nahekommende Größe des Querschnitts (Durchmesser 4 m) und die Ausführung als gegen inneren und äußeren Druck standfeste Eisenbetonröhre in losem, meist von Lehmschichten gebildetem Untergrund.

Der Aushub wurde außer von den beiden Enden noch von einem 90 m vom oberen Ende entfernten Schacht aus in Angriff genommen. Schwierigkeiten aus Wasserzudrang ergaben sich nicht, nur sorgfältige Auszimmerung war entsprechend der Bodenbeschaffenheit durchweg notwendig[2]). Die Lösung des Bodens konnte durchweg von Hand, ohne Zuhilfenahme von Sprengmitteln, erfolgen.

Zur Herstellung der Auskleidung wurde so vorgegangen, daß zuerst die Sohle in Stampfbeton eingebracht wurde. Darauf wurde dann die Bewehrung eingelegt, bestehend aus 4,2 m weiten Ringen aus 75-mm-Winkeleisen, die durch Flacheisen der Länge nach gegeneinander abgesteift waren (Ringabstand: 50 cm). Hierauf wurde von einer zweiten und dritten Arbeitergruppe die innere Kernform nebst Verschalung eingebracht, die Betonierung der Sohle vollendet und diejenige der Wände und des Scheitels ausgeführt.

Mit einer Gesamtarbeiterzahl von 50 Mann für jeden Arbeitsort wurde ein täglicher Fortschritt von 1,50 m erreicht. Mit einem Betonverbrauch von nur 4,25 cbm auf den Längenmeter (Wandstärke: 33 cm) bei einem so großen Ausbruchsquerschnitt zeigt die Eisenbetonbauweise auch hier ihre großen wirtschaftlichen Vorzüge. Dieselbe mußte im geschilderten Einzelfall noch höher bewertet werden, weil große Eile geboten und man genötigt war, in dem harten kanadischen Winter durchzuarbeiten, was u. a. dazu gezwungen hat, die Betonstoffe vor Verwendung künstlich zu erwärmen.

---

4. Rohrleitungen.

Verwendungszweck und Arten der Rohrleitungen. Rohrleitungen werden gleich den nahe verwandten künstlichen Gerinnen dort verwendet, wo Geländegestaltung, Bodenverhältnisse usw. die Ausführung natürlicher Erdeinschnitte untunlich erscheinen lassen. Sie können als drucklose Freigefällsleitungen angelegt werden, und unterscheiden sich in diesem Falle wirklich nur ganz äußerlich von den früher besprochenen Kanalgerinnen (S. 1096ff.) oder aber sie werden zweitens, und das ist die weitaus überwiegende Mehrzahl der Fälle, als Druckleitungen ausgeführt. In dieser zweiten Form vereinigen sie die Wirkungen der Druckstollen (vollkommene Ausnutzung des Staugefälles, namentlich bei speicherfähigen Anlagen) mit denjenigen der künstlichen offenen Gerinne (schnelle Herstellung, größere Wohlfeilheit der Ausführung). Sie zeigen aber zu diesen Eigenschaften noch den großen Vorteil, daß sie es möglich machen sich der Geländegestaltung in viel weitergehender Weise anzupassen, Talmulden zu durchfahren, zwischenliegende Rücken zu übersteigen, also Linienführungen anzuwenden, die bei einem Freigefällskanal unter Umständen in wirtschaftlicher Weise nicht mehr durchzuführen wären.

Diese Eigenschaften führen u. a. vielfach dazu, Rohrleitungen auch da, wo in der

[1]) In Eng. Rec. 25. VI. 1910.
[2]) Vgl. ausf. Beschreibung in Eng. Rec. 4. IV. 1908.

Digitized by Google

Hauptsache andere Leitungsformen, Kanäle, Stollen usw. angewandt sind, an besonders schwierigen Übergangsstellen, als Düker oder Heberleitungen, einzuschalten.

Ein letztes, ganz besonders wichtiges Verwendungsgebiet der Rohrleitungen, wo sie in den meisten Fällen überhaupt unersetzlich sind, ist dasjenige der Turbinendruckleitungen, d. h. in der Hauptsache: stark geneigter Falleitungen zwischen Wasserschloß und Turbinenanlage.

In der zuletzt genannten Form sind Rohrleitungen in den Beschreibungen des zweiten Teiles dieses Buches mehrfach begegnet (Kubel S. 659, Urfttalsperre S. 678, Löntschwerk S. 717, Ventavon S. 542), eine Dükerleitung wurde beim Kubelwerk, S. 655, angetroffen, einige Beispiele für eigentliche Oberwasserzuleitungen zwischen Wasserfassung und Wasserschloß werden im folgenden noch begegnen (vgl. Abb. 924/953).

Betriebsansprüche. Rohrleitungen im engeren Sinne werden in der Regel mit kreisrundem Querschnitt ausgeführt, doch kommen auch gelegentlich andere Formen vor. So kann beispielsweise der (auf S. 1120 beschriebene) allseitig geschlossene und mit etwa 1,6 m Überdruck belastete Eisenbetonkanal des Kanderwerkes, der dort zu den künstlichen Kanalgerinnen gezählt wurde, ebensogut als Rohrleitung angesprochen werden. Ferner kommen wohl gelegentlich auch eiförmige oder gedrückte Rundquerschnitte vor, z. B. der verdeckte Einschnittskanal im Zuge der Catskillwasserleitung, Abb. 840 (nach Eng. Rec. 8. I. 1910) und bei dem Auermühlbachdüker der Stadt München (Abb. 287).

Diese vom Kreis abweichenden Querschnittsformen können tatsächlich unter gewissen Verhältnissen vorteilhaft sein. Im Falle des Catskillkanals z. B., der als drucklose Leitung angelegt ist, war es die größere Tragfähigkeit gegenüber der durchgeführten Überschüttung und der darüber anzunehmenden beweglichen Last in Verbindung mit der größeren Schlankheit des gewählten Querschnitts, der Ersparnisse im Aushub (großenteils Fels) ermöglichte. Bei dem Auermühlbachdüker dagegen war es umgekehrt die beschränkte Bauhöhe (Ersparnis an Gründungstiefe), die zur Wahl des gedrückten Querschnitts führte.

Demgegenüber hat aber die Kreisform im allgemeinen folgende wesentlichen Vorzüge: größte hydraulische Leistungsfähigkeit bei gleichem Baustoffaufwand, beste Widerstandswirkung gegen starken inneren oder äußeren (Grundwasser-)Überdruck in allen Fällen, wo eine annähernd gleichmäßige Druckverteilung um den ganzen Umfang anzunehmen ist. Ein weiterer Vorzug ist die Einfachheit der Querschnittsformen, die je nach dem benutzten Baustoff mehr oder minder schwer wiegt und beispielsweise für Eisen, und auch Holz, geradezu die gegebene ist, während Eisenbeton und reiner Beton in dieser Beziehung mehr Spielraum lassen.

Die allseitig geschlossene Querschnittsform und, soweit es sich um Druckleitungen handelt, die eigenartige hydraulische Wirkungsweise, bringen es mit sich, daß die allgemeinen Grundanforderungen, der Leistungsfähigkeit, Betriebssicherheit und Dauerhaftigkeit für die Rohrleitungen eine ganz besonders vielseitige Auslegung erfahren müssen.

Bezüglich der Leistungsfähigkeit ist zu sagen, daß ein und dieselbe Rohrleitung bei gegebenem Gefälle am besten ausgenutzt wird, wenn sie zu etwa 93 % (in bezug auf Wassertiefe) gefüllt ist, während dieselbe Leitung vollaufend eine um etwa 10 % geringere Leistungsfähigkeit hat. Darnach wird man also, wo man die Wahl hat, und das könnte in der Zuleitung zum Wasserschloß der Fall sein, eine Leitung lieber als drucklose anlegen: daß trotzdem auch hier die viel schmiegsamere Druckleitung bei schwierigen Geländeverhältnissen den Vorzug verdienen kann, wurde indes bereits oben festgestellt.

Inbezug auf Wasserdichtigkeit liegen die Schwierigkeiten darin: bei den vielfach aus einzelnen fertigen Stücken zusammengesetzten Rohrleitungen die Verbindungen dauernd, auch gegen hohen inneren Überdruck, dicht herzustellen und gleichzeitig Vorkehrungen gegen die Entstehung von Kälterissen oder Wärmestauchungen zu treffen. Solche können zwar nachgewiesenermaßen in den Röhren, solange sie gefüllt sind, keine beachtenswerte Größe annehmen, mit Rücksicht aber auf gelegentlich vorkommende Trockenlegung sollten sie doch berücksichtigt werden. Auf die Einzelheiten der bei den verschiedenen Rohrbaustoffen auch verschiedenartig ausgestalteten Dichtungs- und Dehnungsfugen soll nachher noch näher eingegangen werden.

Eine weitere in eigenartiger Form und mit besonderer Wichtigkeit auftretende Frage ist diejenige der größten zulässigen Strömungsgeschwindigkeit in Druckröhren.

Digitized by Google

Welche wirtschaftlichen Gesichtspunkte bei der Entscheidung dieser Frage mitspielen, wurde bereits (S. 153) ausführlich dargelegt, es wurde aber auch dort schon angedeutet, daß wichtige, rein technisch-physikalische Punkte hier mit berücksichtigt werden müssen: In jeder Druckleitung, Stollen- oder Druckrohr, besteht, im Gegensatz zu den offenen Kanälen, an und für sich eine enge Beziehung zwischen der jeweiligen Wasserbewegung und dem Belastungsverlauf der angeschlossenen Turbinenanlage. Da die sekundliche Wassermenge in jedem Querschnitt einer noch so langen Druckleitung in jedem Augenblick überall dieselbe sein muß, so bringt jede Entlastung der heutzutage ja fast ausschließlich mit selbstwirkenden Reglern ausgestatteten Turbinen einen Stoß in die Leitung, der bei langen Leitungen und großen Strömungsgeschwindigkeiten verderbliche Wirkungen haben könnte. Umgekehrt bringt jede plötzliche Belastung der Turbine ein starkes Ansaugen der Wassermassen auf den untersten Teilen der Druckleitung, dem unter Umständen die lange Wassersäule einer schwächer geneigten Oberwasserdruckleitung nicht schnell genug nachkommen kann. Wäre dies der Fall, so würde die Wassersäule abreißen, also Luftleere entstehen, und dies müßte dann wieder zum Eindrücken der Rohre (Kubelwerk S. 660) oder, wenn diese stark genug gebaut sind, doch unter Umständen zu heftigen nachfolgenden Stoßerscheinungen führen.

Diesen Erscheinungen sucht man bekanntlich durch Anlage von Ausgleichschächten (Heimbach S. 678, Löntschwerk S. 715) zu begegnen, oder durch ähnliche Mittel, selbsttätige Druckregler (Ventavon S. 542), Standröhren usw., die hier später im Abschnitt „Entlastungsanlagen" näher beschrieben werden sollen. Aber auch bei ihrer Anwendung sind vorübergehend kräftige, wenn auch in der Raschheit des Auftretens etwas gedämpfte Druckerhöhungen und Stöße nicht ganz zu vermeiden, und es ist daher eine der wichtigsten Anforderungen an den Baustoff einer Druckrohrleitung die, daß er eine genügende Dehnungsfähigkeit hat, die einen gewissen Selbstschutz der Rohrleitung gegen Stöße verbürgt.

Neben den Belastungsveränderungen ist eine zweite gefährliche Ursache von Stoßerscheinungen das Eindringen von Luft in die Druckleitungen. Luftansammlungen können sich auch dort, wo etwa der Abgang der Druckleitung im Wasserschloß genügend tief unter dem Betriebswasserspiegel liegt (vgl. S. 717), in der Weise bilden, daß die vorher in gelöstem Zustande im Wasser befindlichen Gase sich im Zuge einer längeren Druckleitung infolge Erwärmung oder des Übergangs von tiefgelegenen Strecken in höhere, weniger stark gepreßte, ausscheiden. Die Luftbläschen sammeln sich dann an den Scheitelpunkten an, um später in einzelnen größeren Blasen abwärts zu wandern. Können sie das (bei stärkeren Neigungswechseln) nicht, so verengen sie den nutzbaren Leitungsquerschnitt. Diese Gefahr besteht in erhöhtem Maße bei weithin flach verlaufenden Oberwasserleitungen, bei deren Anlage daher sorgfältig darauf geachtet werden muß, daß kein Punkt des Rohrscheitels zu nahe an die bei Vollbetrieb sich einstellende hydraulische Drucklinie zu liegen kommt.

Neben den wirtschaftlichen Gesichtspunkten und den eben besprochenen der Betriebssicherheit ist noch die ausschleifende Wirkung des Wassers bei der Festsetzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit zu beachten. Gut vorgereinigtes Betriebswasser vorausgesetzt, wie es ja bei Hochdruckanlagen ohnedies mit Rücksicht auf die Turbinen verlangt werden muß, darf man indes im allgemeinen annehmen, daß die wirtschaftliche Höchstgrenze der Geschwindigkeit immer schon eher erreicht sein wird, als diejenige, die mit Rücksicht auf Ausschleifung anzunehmen wäre, und zwar bei allen Baustoffen. Versuche über die Einwirkung des strömenden Wassers auf Rohrwände sind bisher nicht bekannt geworden, man kann aber annehmen, daß gut ausgeführte, mit Glattstrich versehene Betonröhren und gut asphaltierte Eisenröhren eine dauernde Durchströmung mit 4 bis 5 m/sek noch gut ertragen würden, während Holzröhren noch höher belastet werden dürften[1]). In den Ausführungen ist man, hauptsächlich auch in Hinsicht auf die Stoßwirkungen, meistens erheblich unter diesen Grenzen geblieben: Beton und Eisenbetonleitungen findet man meist nicht höher als bis zu 2 bis 2,5 m/sek belastet, Holzleitungen bis 2,5 bis 3 m/sek, während die für höhere Drücke verwendeten und daher besonders

[1]) In stark sandführendem Wasser würden freilich solche Geschwindigkeiten für Eisen und Beton rasch zum Verschleiß führen, so hat man an den genieteten Flußeisenblechrohren des Werkes d'Orlu (Pyrenäen), das ungenügenden Sandschutz hat, in wenigen Jahren ein Abschleifen der Nietköpfe feststellen müssen.

Digitized by Google

kostspieligen Eisenröhren noch höher, aber selten über 5,0 m/sek ausgenutzt werden (vgl. Tabelle 9, S. 1162).

Als Beispiele hochbelasteter Druckleitungen seien angeführt: die in Stahlblech ausgeführte des Ontariowerkes (S. 1150), mit 5,5 m Lichtweite und 4,58 m/sek Betriebsgeschwindigkeit — die Druckleitung des Werkes bei Chippis im Wallis mit 984 bis 802 mm Lichtweite und entsprechend 3,93 bis 5,94 m/sek dauernder Betriebsbelastung. Diese letztere Ziffer ist besonders beachtenswert deshalb, weil es sich hier um eine Anlage für elektrochemischen Fabrikbetrieb handelt, also die Höchstgeschwindigkeit zugleich Dauergeschwindigkeit ist. Allerdings war es gerade die erwähnte Betriebsweise, die wegen der größeren Ruhe — auf jede Rohrleitung entfallen 6 Turbinen — die Stoßgefahr erheblich vermindert erscheinen ließ. Auch wirtschaftlich kann die sehr hohe Geschwindigkeit hier wohl zulässig gewesen sein, weil das Nutzgefälle sehr hoch, = 550 m ist. Vergleichsweise sei an das Löntschwerk mit 3,85 m/sek Höchstgeschwindigkeit in der unteren Rohrstrecke mit 1050 mm Lichtweite bei rd. 340 m Nutzgefälle erinnert, bei dem schon die wirtschaftlichen Rücksichten eine Erhöhung der Rohrbelastung nicht erlaubt hätten (vgl. S. 722). Dabei ist freilich neben der Verschiedenheit der Druckhöhen auch noch der Unterschied in der Bewertung der Arbeitsverluste — einerseits elektrochemische Fabrik, andererseits die höher zu bewertende Überlandversorgung — zu berücksichtigen.

In Leerlaufleitungen, beispielsweise beim Löntschwerk (S. 714), ist man vielfach schon weit höher gegangen, etwa bis zu 20 m/sek, weil der Betrieb hier immer nur kurze Zeit und mit großen Unterbrechungen stattfindet, so daß die, allerdings kaum zu bezweifelnde Ausschleifung doch nur langsam fortschreiten kann (vgl. auch Tabelle 9).

Nach diesen einleitenden Ausführungen über die für Druckrohrleitungen eigenartigen Betriebsanforderungen sollen jetzt die einzelnen Bauweisen bzw. Baustoffe etwas näher vorgeführt werden. Dabei können dann die vorerst nicht näher berührten Fragen, Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse, Verhalten gegenüber der chemischen Einwirkung des Betriebswassers, Verlegungsart und Linienführung noch kurz berührt werden.

A. Baustoffe und Bauweisen.

Eiserne Rohrleitungen.

Das Eisen wird zur Herstellung von Rohrleitungen in allen seinen verschiedenen Zusammensetzungen: als Gußeisen: in gegossenen Muffen- oder Flanschenröhren, als Flußeisen in genieteten oder geschweißten Röhren, und als Stahl in den neuerdings mit besonderer Vorliebe verwendeten geschweißten Siemens-Martin-Röhren verwendet.

Gußeiserne Rohre werden handelsmäßig in Längen bis zu 4 m und Lichtweiten bis zu 1000 bis 1200 mm, auf Bestellung auch in größeren Weiten, bis etwa 2,5 m, hergestellt. Sie werden innen und außen heiß asphaltiert geliefert und erhalten Muffen- oder Flanschenverbindung. Zur Erzielung gleichmäßiger Wandstärke sollen die Rohre stehend gegossen sein, und auch da gibt man noch einen reichlichen Zuschlag bis zu 7 mm, um Sicherheit gegen die nie ganz zu vermeidenden Ungleichmäßigkeiten in Stärke und Beschaffenheit des Materials zu haben.

Schmiedeeiserne und flußeiserne Leitungen werden aus einzelnen Blechen zusammengenietet oder -geschweißt und in Längen von 4 bis 10 m fertig an die Baustelle geliefert, wo sie dann in der verschiedensten Weise, durch Vernietung, ohne oder mit Laschen, durch aufgenietete Flanschen oder durch lose, muffen- oder flanschenartige Schraubverbindungen zusammengesetzt werden. Die erreichbare Rohrweite ist für genietete Rohre praktisch unbegrenzt, Rohre bis zu 5 m Durchmesser sind in Norwegen und in Amerika keine Seltenheit. Eine der größten Leitungen ist die des Ontariowerkes mit 5,5 m unterem und 6,1 oberem Durchmesser[1]) (Abb. 885). Auch mit geschweißten Rohren hat man schon sehr große Durchmesser erreicht (vgl. Tab. 9), z. B. 1750 mm im Biaschinawerk und 2750 mm im oberen Ende des in Abb. 886 dargestellten Turbinenzuleitungsrohres im Ontariowerk[2]).

Die geschweißten Rohre werden gleich den gußeisernen meist doppelt asphaltiert geliefert, während die genieteten, soweit sie aus einzelnen Schüssen an Ort und Stelle zu-

[1]) Z. f. T. 1909, S. 259ff.
[2]) Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 957ff.

Digitized by Google

zammengesetzt werden, i. d. R. mit Menniganstrich versehen sind; in beiden Fällen pflegt man als Schutz gegen Witterungseinflüsse nachträglich einen mehrmaligen Anstrich mit wetterbeständigen Spezialfarben aufzubringen („Zwischenanstrich" empfiehlt sich zur Verhinderung des Durchschlagens der Asphaltierung). Werden die Röhren in die Erde verlegt, so werden sie zweckmäßigerweise mit mehrfacher, in Teer oder Holzzement getränkter Juteumhüllung geschützt. Über die sehr aussichtsreichen Versuche, schweißeiserne Rohre durch inneren und äußeren Zementmörtelüberzug zu schützen und gleichzeitig zu versteifen, siehe unter Eisenbetonrohre, S 1165.

Abb. 885. Ontariowerk. 5,5 mm weites Stahlblechdruckrohr mit Betonumhüllung (im Bau).
(Aufn. v. J. M. Voith, Heidenheim.)

Das Gußeisenrohr zeichnet sich vor den schmiedender flußeisernen Rohren durch seine größere Widerstandsfähigkeit gegen Rostangriffe vorteilhaft aus. Diese Eigenschaft verdankt es neben dem höheren Kohlenstoffgehalt vor allem seiner sehr fest haftenden und rauhen Gußhaut, die ihrerseits wieder eine vorzügliche Unterlage für die üblichen Schutzanstriche bzw. Asphaltüberzüge bildet. Diese größere Rostsicherheit ist besonders dort sehr wertvoll, wo man es mit angreifendem, weichem, an Sauerstoff- und freier Kohlensäure reichem Wasser zu tun hat. Ferner dort, wo aus später zu erörternden Gründen eine unterirdische Verlegung der Rohrleitung erwünscht ist, wo also zu den Angriffen des Betriebswassers auch noch die äußeren Angriffe des die Überdeckung durchsickernden Regenwassers und etwaiger löslicher Bodenbestandteile (Humussäuren u. dgl.) hinzukommen. Wenn aber diese Vorzüge dem Gußeisen noch heute eine große Anhängerschaft im Wasserversorgungswesen sichern[1]), so gilt dies im Wasserkraftausbau nicht in gleichem Maße. Die große Sprödigkeit des Gußeisens und seine verhältnismäßig geringere Zugfestigkeit schränken die Verwendungsmöglichkeit hier, wo bei durchweg größeren Rohrweiten gleichzeitig höhere Betriebsdrücke vorkommen, ganz erheblich ein. Namentlich sind hier auch die auftretenden Stoßerscheinungen wesentlich stärker und auch die Ansprüche an Betriebssicherheit sind im allgemeinen höher zu spannen, als es im Wasserversorgungswesen der Fall ist.

Abb. 886. Geschweißter Turbinenkrümmer des Ontariowerkes (Ferrum-Kattowitz).
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

[1]) Hütte I, S. 355 und „Feststellungen u. Untersuchungen über die Rostgefahr usw." von Arndt und Nachtweh, 1911. Hannover bei A. Molling.

Digitized by Google

Nach v. Bach[1]) verhalten sich die zulässigen Beanspruchungen, bei ruhender Last, in Flußeisen, Schweißeisen und Gußeisen wie 1200 : 900 : 300 (Zug); dieses Mißverhältnis verschärft sich noch für Druckwasserleitungen, wo auf die dynamischen Wirkungen Rücksicht genommen werden muß, und wo man selbst bei Flußeisen selten viel über 800 kg/qcm, bei Gußeisen wohl kaum über 200 kg/qcm hinausgeht (vgl. auch Tabelle 9, S. 1162).

Bei größeren Rohrdurchmessern kommt das Gußeisen weiter auch durch seine ungenügende Elastizität ins Hintertreffen, weil nach dem auf S. 153ff. Ausgeführten sehr ungünstige Beanspruchungsverhältnisse bei halbgefüllter Leistung zu berücksichtigen sind. Alle diese Rücksichten schränken den Gebrauch des Gußeisens mindestens auf Leitungen von mittleren Durchmessern, geringerem Überdruck und mäßiger Länge ein — weiter als in Olten-Aarburg (S. 736), d. h. bis zu 15 atm innerem Überdruck, sollte man nie gehen.

Mit den erwähnten Eigenschaften des Gußeisens stehen andere Nachteile in Beziehung: die einzelnen Rohre fallen bei einigermaßen größerem Durchmesser sehr schwer aus, dadurch wird die Verlegungsarbeit verteuert und die Gefahr von Beschädigungen der Rohre durch gelegentliches Fallenlassen, wogegen Gußrohre besonders empfindlich sind, erhöht.

In wirtschaftlicher Hinsicht spricht allerdings zugunsten des Gußrohres, neben seiner gegenüber Rostangriffen erheblich größeren Lebensdauer, der niedrige Einheitspreis des Materials[2]). Aber auch hier ist nicht zu übersehen, daß dieser sich in der Hauptsache nur in den oberen Rohrstrecken im Endpreis geltend machen kann, weil hier die flußeisernen Leitungen durch die Notwendigkeit, eine Zuschlagstärke von 2 bis 3 mm für Abrosten zu geben, verhältnismäßig mehr verteuert werden. In den stärker beanspruchten, namentlich auch in weiteren Rohrleitungen dagegen wird eine Ersparnis wegen des erheblich größeren Gewichtsbedarfs meist nur in bescheidenstem Umfang festgestellt werden können.

Abb. 887. Durch Unterspülung zerstörte Druckleitung Andelsbuch. (Schweiz. Bauztg.)

Nimmt man schließlich noch hinzu, daß, wie später noch ausgeführt werden soll, die Rohre aus Holz und Eisenbeton gerade in den weniger stark beanspruchten Rohrstrecken den rein eisernen Rohren in wirtschaftlicher und technischer Beziehung sehr starken Wettbewerb machen, so muß man es sehr erklärlich finden, daß das Gußeisenrohr, das im Wasserkraftausbau nie eine sehr wichtige Rolle gespielt hat, neuerdings immer mehr verdrängt worden ist.

Unter den übrigen Eisensorten hat sich der Wettbewerb mit der Zeit zugunsten des Flußeisens (in Amerika namentlich auch des Flußstahls) entschieden. Dieses zeichnet sich bei wenig höherem Einheitspreis gegenüber dem Schmiedeeisen durch seine größere Zugfestigkeit (3600 bis 4200 gegen 3200 bis 4000 kg/qcm) und durch eine höhere Elastizität ($E = 2150000$ bis 2000000) vorteilhaft aus. Auch in bezug auf Dehnbarkeit oberhalb der Elastizitätsgrenze gibt das meist verwendete weiche Siemens-Martin-Flußeisen dem Schweißeisen nichts mehr nach, eine für Turbinendruckleitungen mit ihren ungewöhnlich harten Beanspruchungen außerordentlich wertvolle Eigenschaft.

[1]) Vgl. Zentralbl. f. W. u. W. 10. I. 1909ff.

[2]) Fabrikpreise für Lichtweiten zwischen 100 und 1200 mm etwa: 240 M/t für Gußeisen gegenüber 450 bis 550 M/t für schmiedeeiserne Nietrohre und 550 bis 650 M. für flußeiserne Schweißrohre, größere Weiten billiger.

Digitized by Google

Als augenfälliger Beleg dieser Tatsache ist in Abb. 887 eine Ansicht der durch eine Unterspülung der Fundamente zerstörten Rohrleitung des Werkes Andelsbuch im Bregenzerwald wiedergegeben. Sie zeigt, welche Formänderungen man gutem Flußeisen zumuten darf, ohne daß Risse entstehen.

Wenn man sich für Anwendung von flußeisernen Rohren entschieden hat, so kann man bei kleinerem Durchmesser, etwa bis 1000 und 2000 mm, wohl noch in Zweifel sein, ob man genietete oder geschweißte Rohre bevorzugen soll.

Genietete Rohre, obwohl durch die Überlappungen und den Nietenverbrauch unter gleichen Verhältnissen meist zwischen 25 % bis 30 % schwerer als geschweißte Rohre, stellen sich wohl in den meisten Fällen trotzdem billiger als diese, die zu ihrer Herstellung einen großen maschinellen Apparat erfordern und nur von wenigen der bedeutendsten Firmen geliefert werden. Ganz allgemein haben die geschweißten Rohre mit ihrer glatten Innenfläche jedenfalls die größere hydraulische Leistungsfähigkeit für sich voraus, doch darf der Wert dieses Vorteils auch nicht überschätzt werden.

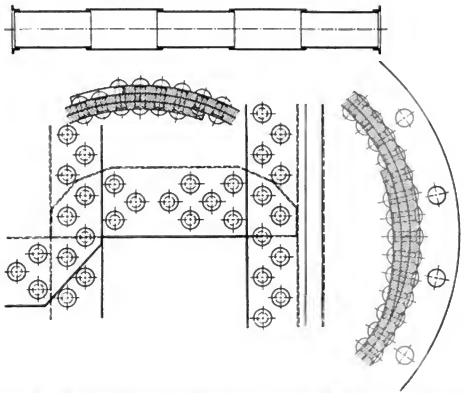


Abb. 888. Nietverbindungen der Verzasca-Rohrleitung. Maßstab 1:10 und 1:100.

Genaue Vergleichsversuche über die Reibungsverhältnisse in glatten (gußeisernen oder geschweißten) Rohren und in genieteten, bei denen die Nietköpfe und die Ränder der ineinander gesteckten benachbarten Rohrschüsse (vgl. Abb. 888) ja gewisse Wasserwiderstände erwarten lassen, sind leider bisher nicht bekannt geworden. Einen gewissen Anhalt kann die nachfolgende Zusammenstellung bieten (die der Verfasser der Direktion des Städt. Elektrizitätswerkes in Schaffhausen verdankt) und in der die wirklichen bei der Abnahme der Turbinenanlage, also in neuen noch nicht inkrustierten Rohren, ermittelten Druckverluste den nach der Formel von Lang[1]) berechneten gegenübergestellt sind[2]).

[1]) Vgl. Hütte I, S. 240.
[2]) Weitere Angaben über beobachtete Rauhigkeitsziffern in G. C. Bd. 36, S. 151. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. pap. 841; 1900 pap. 879.

Digitized by Google

Druckleitung des städtischen Elektrizitätswerkes Schaffhausen (vgl. S. 747).

Sekundliche Wassermenge	cbm/sek	0,696	0,648	0,336
Strömungsgeschwindigkeit in den drei Rohrzonen[1])	cbm/sek	0,89 1,10 1,40	0,83 1,02 1,30	0,43 0,53 0,68
Beobachteter Druckverlust	m	4,95	4,55	2,06
Berechneter Druckverlust nach Lang $\zeta = 0{,}02 + \frac{0{,}004}{\sqrt{v}}$	m	4,20	3,65	1,04
Unterschied: beobachteter Druckverlust über berechneten		+0,75	+0,95	+1,02

Wenn diese Zahlen bei der Unsicherheit der Langschen Beiwerte auch nur einen rohen Anhalt bieten, so zeigen sie doch, daß der verzögernde Einfluß der Nietnähte jedenfalls erheblich unter dem bei längerer Betriebsdauer auch für die Schweißrohre sich geltend machenden der Inkrustation bleibt.

Ein mehr ins Gewicht fallender Nachteil der Nietrohre ist die Schwierigkeit, die zahlreichen Nietnähte in richtiger, dauernd dicht haltender Weise herzustellen, eine Schwierigkeit, die namentlich sorgfältig beachtet sein will, wenn die Rohre, wie es bei größeren Durchmessern die Regel ist, nur in kürzeren Schüssen angeliefert und im Felde erst fertig zusammengenietet werden. Wo es angeht, führt man daher die Nietrohre gerne, ähnlich den geschweißten, in größeren Stücken fertig in der Werkstatt aus und versieht sie an den Enden mit Borden oder Flanschen, so daß im Felde lediglich noch die Zusammenfügung mit Schrauben, Überschiebflanschringen usw. zu bewerkstelligen ist.

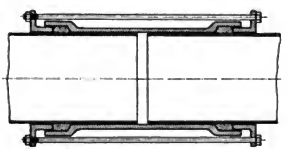


Abb. 889. Stoßverbindung mit Überschiebmuffe für Spiralrohre u. a.

Ernstliche Bedeutung bekommt die Frage der Dichthaltung der Nietnähte allerdings erst bei größeren Gefällen, etwa über 200 m, und hier, wo es sich ja gleichzeitig meist auch um verhältnismäßig kleine Durchmesser handelt, herrscht daher auch heute schon das geschweißte Flußeisen- oder Stahlrohr vor. Dagegen wäre es zu weit gegangen, wenn man für die mittleren Gefälle den Nietrohren, die eben doch in vielen Fällen bei den an sich meist sehr hohen Kosten der Druckleitungen recht willkommene Ersparnisse verheißen, ganz und gar die Daseinsberechtigung absprechen wollte. Hier muß eben dann auf sorgfältige Ausführung dringend gehalten werden; die Mißerfolge, über die von manchen Anlagen in bezug auf Nietrohre berichtet wird, dürften wohl hauptsächlich in mangelhafter Ausführung bzw. Aufsicht ihren Grund haben[2]).

Eine besondere Form der genieteten Blechrohre sind die in Amerika seit einigen Jahren auch im Wasserleitungswesen eingeführten Spiralrohre (Abb. 889), die in einzelnen Stücken aus spiralig aufgewundenen und vernieteten Blechbahnen hergestellt werden, und denen man nachrühmt, daß sie bei hoher Widerstandsfähigkeit gegen äußeren Überdruck (bei Abreißen der Wassersäule) wegen der eigenartigen Anordnung ihrer Nähte erheblich leichter ausfallen als gewöhnliche Nietrohre mit Längsnähten und kaum schwerer als nahtlos gewalzte oder geschweißte Flußeisenrohre[3]). Die Rohre werden[4]) in Längen bis

[1]) $l = 938$, $d = 1{,}00$ m; $l = 1175$, $d = 0{,}90$ m; $l = 665$, $d = 0{,}80$ m.

[2]) Beispielsweise will man in dem Werk d'Orlu (französ. Pyrenäen) schlechte Erfahrungen mit Nietrohren gemacht haben, und man meint dort, daß die durch häufige Ausbesserung nötig gewordenen Aufwendungen bereits nach wenigen Jahren des Betriebs die Minderkosten gegenüber den geschweißten Rohren aufgewogen hätten. Mitschuldig war dort aber auf alle Fälle schon die starke Sandführung des ungenügend vorgeklärten Betriebswassers. (Nach Mitteilung von Herrn Regierungsbaumstr. R. Buisson-Karlsruhe.)

[3]) Vgl. Dinglers Polytechn. Zeitschr. 1909, Nr. 1.

[4]) Von den American Spiral Pipe Works in Chicago, Ill., nach Prospekt. Spiralgeschweißte Rohre sind auch in Europa für Dampfleitungen usw. eingeführt und werden z. B. von der Gesellsch. f. Hochdruckrohrleitungen in Berlin in Weiten bis zu 600 mm fabrikmäßig hergestellt (630 bis 730 M/t).

Digitized by Google

etwa 9 m und Lichtweiten bis zu 1000 mm fabrikmäßig hergestellt und an Ort und Stelle durch eine eigenartige Überschieb-Muffenverbindung oder aufgenietete Flanschringe mit Schrauben verbunden (Abb. 889).

Ihrer Herstellung nach eignen sich diese Rohre jedenfalls hauptsächlich nur für kleinere Durchmesser bis etwa 0,6 bis 0,8 m. Hier können sie aber wohl mit der Zeit den gewöhnlichen genieteten Rohren mit Längs- und Quernähten den Rang ablaufen, wenn erst einmal ihre Vorzüge allgemeiner bekannt geworden sind[1]).

Stoßverbindungen eiserner Rohre. Die gewöhnlichen Muffen- und Flanschenverbindungen, wie sie im Wasserversorgungswesen ausgebildet und vielfach bewährt sind, können für Wasserkraftleitungen nur bei geringeren Druckhöhen angewendet werden, bei An-

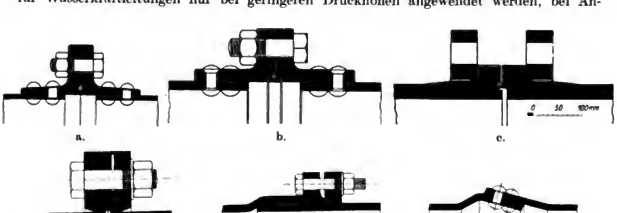


Abb. 890. Ausführungsformen von Stoßverbindungen eiserner Druckrohre. Maßstab etwa 1:10.

a = Ausführung am Kubelwerk (S. 657) (Gebr. Sulzer).
b = Ausführung am Verzascawerk (Bell & Co.)
c = Flanschringverbindung für aufgewalzte Bunde (Piedboeuf).
d = Flanschringverbindung für aufgebördelte (geschweißte) Rohre (Ferrum).
e = Dehnungsfähige Muffenflanschenverbindung vom Loch Leven-Werk u. a. (Ferrum).
f = Muffen-Nietverbindung (Ferrum).

lagen mit größerem Gefäll sind besondere Anordnungen nötig, die ein Herausdrücken der meist angewendeten Dichtungsmittel, Werg, Blei und Gummi, verhindern. Die große Mannigfaltigkeit der zu diesem Zwecke versuchten Ausführungen beweist zur Genüge die Schwierigkeit der Aufgabe.

Eine Anzahl bewährter Ausführungen ist in Abb. 890 zusammengestellt: Ausführung *a* und *b* sind sich darin ähnlich, daß die eigentliche Dichtung durch einen im Innern in Berührung mit dem Druckwasser stehenden und durch dieses in einen dreieckförmigen Schlitz gepreßten Gummiring hergestellt wird. Das Dichtungsmittel ist dabei gleichzeitig gegen Austrocknung und Rissigwerden nach Möglichkeit geschützt, während die Übertragung der in der Rohrleitung auftretenden Längskräfte in einer besonders bearbeiteten Berührungsfläche der auf die fertigen Rohrschüsse aufgezogenen nahtlos gewalzten Flanschen bewirkt wird. Bei der Ausführung „*b*" ist dabei noch der besondere Vorteil gewonnen, daß die Auswechselung der Gummischnur, ohne Auseinanderziehen der Rohrenden, vom Innern des Rohres aus erfolgen kann. Derartige Flanschverbindungen sind für nahtlos geschweißte Röhren und für genietete (Abb. 889) auch für gußeiserne gleich gut verwendbar.

Eine Spezialanordnung für geschweißte Röhren ist Ausführung *c*. Die aufgedrehten, anderwärts wohl auch angebördelten, Bunde werden hier durch lose auf die Röhre aufgeschobene nahtlose Flanschringe zusammengehalten. Eine keilförmige Ausfräsung in der Stirnfläche des einen Rohres nimmt als Dichtungsmittel eine Gummischnur auf, die sorgfältig abgedrehten Innenflächen der Röhren berühren sich dabei und bewirken die Druckübertragung.

Bei dieser Anordnung kann es noch als ein, freilich bei sorgsamer Ausführung un-

[1] Z. f. T. 1909, S. 446.

Digitized by Google

schädlich zu machender, kleiner Nachteil angesehen werden, daß bei zu scharfem Anziehen der Verbindungsschrauben die Ringe sich mit den freien Rändern gegeneinander durchbiegen, wodurch wiederum eine Durchbiegung der dazwischen befindlichen Schraubenschäfte, also im ganzen eine Überanstrengung des Materials bewirkt werden kann. Das ist bei der Ausführung *d*, die gleichzeitig die Anordnung für aufgebördelter Bunde zeigt, in einfacher Weise vermieden.

Ausführung *e* zeigt den bemerkenswerten Versuch, den Vorzug der Muffendichtung, in gewissem Grad eine größere Beweglichkeit der zu verbindenden Rohrstücke und eine gewisse Freiheit in der Verlegung zu gewährleisten, auch für Hochdruckleitungen zu gewinnen. In die enggehaltene angewalzte Muffe — die Ausführung ist für nahtlos geschweißte Röhren bestimmt — wird das Dichtungsmittel, ein besonders zubereiteter Hanfstrick, durch den vorstehenden Rand des einen der beiden aufgeschobenen Flanschringe eingepreßt. Es ist ein wesentlicher Vorzug dieser Anordnung, daß sie den beiden übereinander zu schiebenden Rohrenden genügend Spiel gibt, um kleine Ungenauigkeiten in der Verlegung der Leitung auszugleichen. Solche kleinen Abweichungen lassen sich ohne unverhältnismäßigen Arbeitsaufwand praktisch nicht vermeiden und würden bei Flanschenverbindungen gewöhnlicher Art leicht Anlaß zum Auftreten von sogenannten Montagespannungen geben, die später im Betrieb der Leitung sich unter Umständen unangenehm bemerkbar machen können. Gleichzeitig bildet diese Rohrverbindung einen vorzüglichen Schutz gegen Wärmedehnungen, die sonst mit besonderen, in größeren Abständen verteilten Ausdehnungsmuffen unschädlich gemacht werden. Hier dagegen erfolgt der Ausgleich von einem Rohrschuß zum nächsten, so daß größere Bewegungen der Rohrleitung über längere Strecken überhaupt vermieden werden.

Ein gewisser grundsätzlicher Nachteil der Dichtung ist es allerdings, daß sie in der Richtung gegen den Wasserdruck dichtet, so daß unter Umständen im Laufe der Zeit ein Undichtwerden und die Notwendigkeit eines Nachziehens der Verbindungen sich ergeben kann. Indes sollen bei der Anwendung dieser Muffe an einer der größten ausgeführten Hochdruckleitungen, bei Loch Leven, durchaus befriedigende Ergebnisse erzielt worden sein[1]):

Bei der ersten Probefüllung zeigten sich nicht ganz 10 % sämtlicher Rohrverbindungen undicht. Davon konnten die meisten lediglich durch schärferes Anziehen der Verbindungsschrauben gedichtet werden und nur etwa 1 % der Gesamtzahl verlangte ein Auswechseln und Neueinstemmen der Dichtungsstricke.

Eine Verbindung für geschweißte Röhren von größerem Durchmesser, aber geringerem Innendruck, etwa bis 150 m, ausgezeichnet durch Einfachheit und Wohlfeilheit der Herstellung, ist in Abb. 890f. dargestellt.

Eine Anordnung endlich, die eine Anwendung der Hochdruckmuffe (Abb. 890e) auch auf genietete Rohre jeder Ausführungsart möglich macht, ist in Abb. 889 wiedergegeben. Allerdings wird die Ausführung, wie man wohl sieht, ziemlich kostspielig und sie leidet an dem grundsätzlichen Mangel, daß statt einer einzigen Dichtungsfuge hier deren zwei angeordnet, die Gefahren des Leckwerdens daher verdoppelt sind. Trotzdem lassen die übrigen Vorzüge: Beweglichkeit, Unempfindlichkeit gegen Wärmedehnungen, Möglichkeit der Nachdichtung von außen, ohne Bewegungen am Rohr vorzunehmen, und einfache Ausführung bei der Verlegung, diese Anordnung der Beachtung wert erscheinen.

Eine besondere Erwähnung verlangen noch die Verbindungen zwischen Eisenrohren und solchen aus Holz oder Beton. Die Schwierigkeiten einen dichten und dauerhaften Anschluß zu erzielen, sind hier erklärlicherweise doppelt groß und es muß daher der Ausbildung dieser Teile besondere Sorgfalt gewidmet werden. Zwei bewährte Ausführungen, die eine für kleinere Rohre und Wasserdrucke, die andere für sehr große Lichtweiten und auch große Wasserdrucke geeignet, zeigen die Abb. 891 und 892. Erstere für eine Verbindung zwischen Eisenbeton- mit Holzrohr würde sich für Verbindung von Eisenbeton mit Eisen entsprechend einfacher gestalten, sie ist in der dargestellten Form u. a. seit 1896 bei dem Werk Ogden in Utah im Gebrauch und später vielfach in Amerika nachgebildet worden[2]).

---

[1]) Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 957 u. Min. Proc. Instit. Civ. Eng. London 1911, paper 3932.
[2]) Eng. Rec. 2. IV. 1910.

Digitized by Google

Die zweite Ausführung ist am Anschluß des (auf S. 1145) beschriebenen Shawinigan-Stollens an die beiderseitig weiterführenden Stahlblechleitungen verwendet.

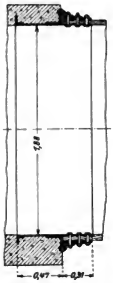


Abb. 891. Rohrverbindung: »Holz« oder »Eisen« mit »Beton«. M. 1:44. (Eng. Rec. 1910.)

Ausdehnungs- und Paßstücke. Um die eben berührten Schwierigkeiten bei der Verlegung der Rohrleitung leichter zu umgehen und Montagespannungen, die bei bedeutenden Druckhöhen eine große Gefahr für den Bestand der Rohrleitungen bilden, mit Sicherheit zu vermeiden, hat man mehrfach schon die in Abb. 893 dargestellten keilförmigen Paßringe zum Herstellen kleinerer Krümmungen verwendet, z. B. bei der unter 950 m Druck stehenden Leitung des Werks Vouvry[1]), ferner bei Ruppoldingen u. a. Durch gegenseitiges Verdrehen der Ringe, deren Berührungsfugen mit Gummischnur gedichtet sind, kann man ziemlich große Veränderungen des Brechungswinkels im wagrechten und senkrechten Sinne leicht an Ort und Stelle herbeiführen.

Zum Ausgleich der Wärmedehnungen, dort wo die Hochdruckmuffenverbindung Abb. 890 e nicht angewendet ist, dienen eigene Ausdehnungsstücke. Von solchen zeigt Abb. 894 eine gute und einfache Ausführung für Gummidichtung, Abb. 895 und 493 eine neuere Ausführung. Bei dieser ist der Gebrauch der dem Verderben ausgesetzten Gummieinlage vollständig vermieden und zugleich noch eine Vorrichtung zum Anholen des unterhalb der Ausdehnungsmuffe liegenden Rohrstranges gegeben, die bei Auswechselungen an den gewöhnlichen Verbindungsstellen dieser Strecke benutzt werden kann. (Der letztere Zweck wird sonst gewöhnlich in etwas umständlicherer Weise durch Anordnung zweier im nächsten Verankerungsklotz befestigter seitlicher Zugstangen [Abb. 995] erreicht.)

Bei Rohrleitungen sehr großen Durchmessers, die meistens fortlaufend, ohne Anwendung von Flanschenverbindung am Platz zusammengenietet werden, würden Ausdehnungsmuffen sehr schwer und teuer ausfallen, wenn sie die genügende Festigkeit und Steifigkeit haben sollten. Da derartige Leitungen zudem meistens unter geringerem Innendruck stehen, so kann man mit Vorteil Ausdehnungsfalten anwenden, etwa in der Art, wie sie bei dem Eisenbetonkanal der Simmeüberführung Abb. 871a ausgeführt, oder nach dem Vorbild der Abb. 896, der 600 m langen und 4,6 m weiten Stahlblechleitung des Neufundlandwerkes entnommen[2]).

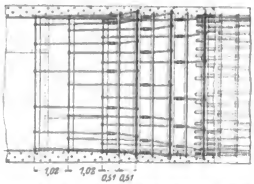


Abb. 892. Anschluß eines eisernen Blechrohrs an betonierten Stollen (Shawiniganwerk). Maßstab 1:130. (Eng. Rec. 1908.)

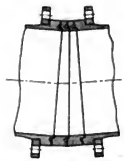


Abb. 893. Kielringe.

In welchem Umfang, und ob überhaupt, Ausdehnungsstücke bei einer Rohrleitung notwendig sind, hängt ganz von den örtlichen Verhältnissen, namentlich von der Lage zur Sonne und den Krümmungsverhältnissen der Rohrstrecke ab. Beispielsweise wurde bei Beschreibung der Werke Kubel und Ventavon erwähnt, daß man sich hier darauf ver-

[1]) Le G. C. 29. III. 1902.
[2]) Vgl. Z. Ver. deutsch. Ing., 1910, S. 1841.

Digitized by Google

lassen hat, daß sich die Wärmedehnungen in den im Längenschnitt S-förmig gekrümmten Rohrstrecken durch leichte Veränderungen der Krümmungen ohne übermäßige Materialbeanspruchung selbsttätig ausgleichen. Bei flußeisernen, also gut dehnbaren, Rohrleitungen, bei gleichzeitig noch geringen Wandstärken, ist dieses Verfahren unter Umständen wohl zulässig, ja sogar, weil es einen immerhin der Unterhaltung und Beaufsichtigung bedürftigen Teil aus der Leitung ausscheidet, vorteilhaft. Daneben kann man aber wenigstens durch einen hellen Anstrich der Rohre die Empfindlichkeit gegen Sonnenbestrahlung vermindern. Damit wird zugleich Schutz gegen eine Wirkung geschaffen, gegen die auch die besten Ausdehnungsstücke nichts helfen: Die, eine leere Leitung — die gefüllte und in Betrieb befindliche ist durch natürliche Wasserkühlung genügend geschützt — bestrahlende Sonne „zieht" das Rohr an, wie von dem Walzenwehr bei Schweinfurt als tatsächliche Beobachtung mitgeteilt worden ist, und erzeugt so auf alle Fälle nicht unbeträchtliche Biegungsbeanspruchungen.

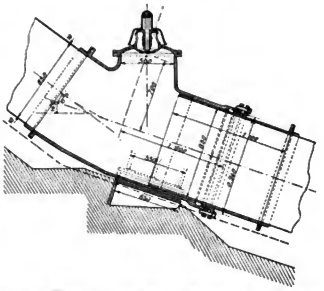


Abb. 894. Festpunkt der Leerlaufleitung von La Dernier. Dehnungsstück und Belüftungsventil. Maßstab 1:40. (G. Civ., Bd. 46.)

Es kann allerdings nicht verschwiegen werden, daß der manchmal angewendete grellweiße Anstrich in der Landschaft, die durch offene Rohrleitungen ohnedies in der Regel nicht gerade verschönert wird, außerordentlich störend wirkt. Ein weniger greller, etwa hellgrauer oder -blauer Anstrich würde wohl ziemlich dieselben Dienste tun. Als Merkwürdigkeit sei erwähnt, daß ein Druckrohrbogendüker in dem eine große Aluminiumindustrie bergenden Tale des Arc mit einer Aluminiumbronze enthaltenden Silberfarbe gestrichen ist (Abb. 925).

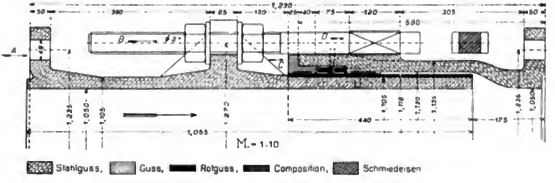


Abb. 895. Dehnungsstück des Löntschwerkes. (Schweiz. Bauztg., Bd. 55.)

Rohrbrüche. Rohrbrüche kommen bei den vielfach unter hohen Drücken, und mit starken Geschwindigkeiten betriebenen eisernen Falleitungen leider nicht allzu selten vor. Die Ursachen können, wie Ing. Bouchayer in einer sehr lesenswerten Abhandlung in Houille Blanche März 1911 ausgeführt hat, sehr verschiedener Natur sein. Man beobachtet Brüche unter ruhender Last, sodann solche unter verhältnismäßig schwachen, aber häufig und rasch wiederholten Stößen, endlich solche infolge einzelner außergewöhnlich starker Stöße.

Zerstörungen unter ruhender normaler Belastung sind auf Ausführungs- oder Materialfehler zurückzuführen. Bei genieteten Blechrohren kommen hier in erster

Digitized by Google

Linie Materialzerstörungen in Betracht, die in einem an sich zu spröden Blech durch das Stanzen der Nietlöcher hervorgerufen werden. Die hierdurch verursachten Zerstörungen können, wie Bouchayer an Beispielen nachweist, so umfangreich sein, daß das übliche Ausreiben der Nietlöcher nicht genügt, um das kranke Material zu entfernen. Man sollte daher für hochbeanspruchte Druckleitungen entweder gebohrte Nietlöcher verlangen oder, wenn man aus wirtschaftlichen Gründen darauf verzichten will, doch mindestens eingehende, auch mikroskopische Materialuntersuchungen an Probestücken vornehmen. Die Wahl erstklassiger Bezugsquellen und scharfe Abnahmebedingungen (Biegeproben) sind jedenfalls anzuempfehlen.

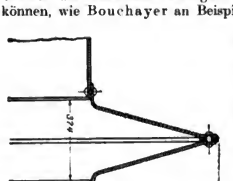


Abb. 896. Ausdehnungsfalte des Newfoundland-Werkes. Maßstab 1:20. (Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

Die zweite Ursache von Rohrbrüchen, häufig wiederholte, an sich verhältnismäßig kleine Stöße treten im Zusammenhang mit dem Wirken der Turbinenregulierung auf (vgl. S. 1207). Die Arbeitsfestigkeit des Materials wird durch diese Schwankungen oft in sehr peinlicher Weise auf die Probe gestellt. Bouchayer führt einige Manometerdiagramme vor, die stundenlang unaufhörliche Druckpendelungen zwischen 310 und 390 m Wassersäule mit 30 bis 40 Wechseln in der Minute anzeigen. Zur Berücksichtigung dieser Beanspruchungen bei der Bemessung der Blechstärken schlägt Bouchayer folgende Formel vor:

$$\frac{(y + 2 \cdot y_1) \cdot d}{2 \cdot e} < k_{el}$$

Hierin bezeichnet:

y die statische Druckhöhe in Metern
y_1 die dynamische Druckerhöhung
d die Rohrlichtweite in Metern
e die Wandstärke in Metern
k_{el} die Elastizitätsgrenze in t/qm.

Mit Rücksicht auf die große Bedeutung einer hohen Elastizitätsgrenze der Bleche wählt man für hochbeanspruchte Druckleitungen ausgesprochen weiches Flußeisen mit möglichst hoher Dehnungsziffer (vgl. Tab. 9).

Die Rohrbrüche der dritten Gruppe, infolge einzelner außergewöhnlicher Druckerhöhungen können sehr verschiedene Ursachen haben. Bouchayer führt einen Fall an, wo die Bildung eines Eispfropfens aus eingeschwemmtem Schneebrei in einer zur Räumung des Zuleitungskanals außer Betrieb gesetzten Druckleitung Anlaß zum Rohrbruch wurde: Die obere Einlaßfalle der Druckleitung war geschlossen, in einiger Entfernung dahinter mußte sich nach den späteren Beobachtungen am registrierenden Manometer der Eispfropfen festgesetzt haben. Vor und hinter ihm war durch das nach Abfluß der Schützen vorgenommene Leerlassen der Rohrleitung ein luftverdünnter Raum gebildet, und als dann nach Beseitigung der Kanalstörung die Einlaßschütze zur Druckleitung wieder geöffnet wurde, wurde der Eispfropfen unter dem zur Wirkung kommenden einseitigen Luftüberdruck plötzlich durchgeschlagen, die Wassermasse stürzte die Steilstrecke der Rohrleitung hinab und sprengte unten die Rohrwand. In einem anderen Falle war das Aufschlagen eines von hoher Felswand abstürzenden Steines auf die obere Partie der Druckleitung Veranlassung zu einem gleichzeitigen Rohrbruch an einer weit unterhalb gelegenen Stelle, die „relativ" (in bezug auf statischen Wasserdruck, Schwingungsausschlag des sich fortpflanzenden Stoßes und Wandstärke) zufällig die schwächste war. In einem dritten Falle endlich war der Bruch einer Einlaßklappe bei entleerter Rohrleitung schuld am Rohrbruch. —

Wodurch und mit welchem Grade der Sicherheit diese gefährlichen und wirtschaftlich ungemein schädlichen Erscheinungen zu verhüten sind, geht aus der kurzen Andeutung ihrer Ursachen hervor. Zum Teil, namentlich bei dem Falle periodisch wiederkehrender Druckschwankungen, handelt es sich um Vorgänge, die theoretisch und praktisch noch

Digitized by Google

nicht in allen Einzelheiten geklärt sind. Die Forderung Bouchayers nach dem Einbau selbstregistrierender Manometer zu erfüllen, liegt daher bei jedem größeren Betrieb im allgemeinen, aber ebensogut im eigensten Interesse.

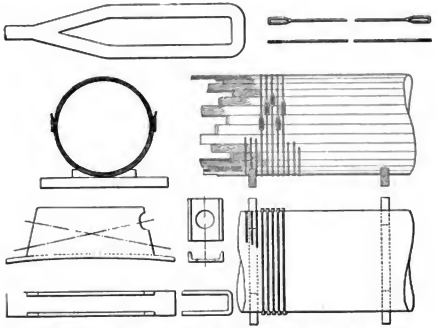


Abb. 897. Holzrohrleitung (Ogden in Utha). Maßstab 1:83 und 1:5.
(Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1897.)

Rohrleitungen aus Holz.

Hölzerne Rohrleitungen sind in Europa im Wasserkraftausbau bisher nur selten angewendet worden, während sie in Amerika, namentlich im waldreichen Westen, sich einer großen Beliebtheit und weiten Verbreitung erfreuen, vgl. S. 1164.

Der Aufbau dieser Rohrleitungen ist aus Abb. 897 und 898 zu ersehen: Die Rohrwandung wird aus einzelnen sorgfältig nach Radius und Umfang bearbeiteten Holzstäben zusammengesetzt, die durch Ringe von Rundeisen zusammengehalten werden. Die Reifen haben an einem Ende eine Öse, am andern ein angedrehtes Gewinde, und werden durch gußeiserne oder gußstählerne Schuhe, die in diese Enden verhakt werden, gespannt. Die Längsfugen werden entweder allein durch den Druck und die quellende Wirkung des Wassers dicht, oder sie erhalten zur Unterstützung dieser Wirkung noch je auf der einen Seite jedes Stabes eine kleine halbzylindrische Feder von 6 bis 10 mm Durchmesser, die beim Zusammenziehen der Reifen sich fest in die Gegenseite einpressen soll. Die Stoßfugen werden in der Weise gedichtet, daß in die Stirnenden der Hölzer feine Schlitze eingefräst und in diese stählerne Spundbleche eingetrieben werden, deren Enden die Stabbreite nach beiden Seiten etwas überragen.

Abb. 898. Holzrohrleitung der Pikes Peak Pow-Co. bei Victor (Col.).
(Geolog. Survey 22. Ann. Rep. IV.)

Digitized by Google

Die Hölzer, meist in Stücken von 5 bis 8 m verwendet, werden dabei innerhalb derselben Rohrlängen verschieden lang genommen, so daß ein guter Längsverband erzielt wird.

Das Holz wird von verschiedenen amerikanischen Nadelbaumarten genommen (Oregon-Kiefer, Washington-Kiefer usw.), die weitaus besten Ergebnisse sollen mit Rotholz (Brasilienholz, Pernambukholz) erzielt worden sein.

Bei der Auswahl der Hölzer wird peinlich darauf gehalten, daß nur ganz astfreie, gerad- und feinfaserige Stücke verwendet werden. Holz von zu nährstoffreichem Boden wird nicht gern genommen, weil sich gezeigt hat, daß solches, meist schneller gewachsene Holz sich nicht so gut hält. Aus dem gleichen Grunde wird das Holz vom Stammende demjenigen vom Zopfende vorgezogen.

Gegenüber dem vielfach nur zu berechtigten Mißtrauen, das man heutzutage der Verwendung des Holzes als tragendem Baustoff im Bau von Stauwerken und Kanälen entgegenbringt (vgl. S. 769, 1099), muß die Frage der Dauerhaftigkeit von Holzrohrleitungen gründlich geprüft werden.

Gewichtige Stimmen amerikanischer Fachleute, darunter die von Schuyler (Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Bd. 31), sprechen sich nun übereinstimmend dahin aus, daß die Holzrohrleitungen hinsichtlich der Lebensdauer den eisernen Leitungen nicht nachstehen, unter einigermaßen günstigen äußeren Verhältnissen sie sogar übertreffen. Voraussetzung dafür sei allerdings, neben der Erfüllung der eben bezeichneten an die Güte des Holzes zu stellenden Anforderungen: daß Vorsorge getroffen ist, um die Ansammlung von Luft in den Leitungen, oder gar ein zeitweiliges Halbleerlaufen unbedingt auszuschließen. Werde diese Bedingung nicht erfüllt, so sei ein rasches Auftreten von Fäulnis nicht zu vermeiden.

So wird (in Eng. Rec. 15. VI. 1907) von der Wasserversorgung der Stadt Denver, die seit langen Jahren Holzleitungen von 0,5 bis 1,22 m Lichtweite in Betrieb hatte, mitgeteilt, daß dort eine 1,2 m weite Holzleitung seit 1884, das sind 23 Jahre, eingebaut war. Davon befand sich ein großer Teil noch in gutem Zustande und ein kurz vor jener Mitteilung ausgeschiedener Teil soll nur deshalb unbrauchbar geworden sein, weil das Holz nicht ständig voll benetzt war. Als ein Beweis für die gute Meinung, die die leitenden Ingenieure der Wasserwerksgesellschaft von ihren Holzleitungen haben, wird mitgeteilt, daß die Gesellschaft beschlossen hatte, zu ihren rd. 130 km Holzleitungen weitere 35 km mit einem Kostenaufwand von 2 Mill. M. neu hinzuzubauen. In einer anderen Mitteilung (Eng. Rec. 1. VI. 1907) wird an Beispielen nachgewiesen, daß in Neu-England, wo seit langen Jahren die Mühlenwerke mit Holzrohrleitungen arbeiteten, Mißerfolge nur da vorgekommen sind, wo teilweiser Lufteintritt möglich war, in einem besonderen Falle auch da, wo die Leitung in einem sehr nassen und ständig mit übermäßig feuchter Luft erfüllten Walde verlegt war.

Zur Bekämpfung der schädlichen Luftansammlungen stehen indes einfache Mittel (Ventile, zweckmäßige Linienführung) zu Gebot (vgl. S. 1198).

Besonders wird dabei hervorgehoben, daß die Haltbarkeit des Holzes durch Verlegung der Leitung unter dem Erdboden, die ja in vielen Fällen ihre besonderen Vorteile hat, im Gegensatz zum Eisenrohr nicht beeinträchtigt, eher noch erhöht werde, weil die Rohre dadurch der austrocknenden Wirkung der Sonne und der Luft mehr entzogen werden. Die Reifen, die in ähnlicher Weise wie eiserne Röhren heiß asphaltiert angeliefert und nach dem Aufbringen gewöhnlich noch einmal sorgfältig nachgestrichen werden, halten sich dabei ebenfalls wenigstens nicht besser und nicht schlechter als eiserne Röhren im Erdboden; dafür sei es aber ein wesentlicher Vorteil für die Unterhaltung, daß die Auswechselung dieser Reifen ohne jede Betriebsstörung stattfinden kann.

Aus diesen Urteilen sachkundiger Fachmänner muß man wohl, auch wenn man sie mit großer Vorsicht betrachtet, so viel entnehmen, daß man bei gut ausgeführten Holzrohrleitungen auf eine Lebensdauer von mindestens 20 Jahren rechnen darf. Daß tatsächlich im Durchschnitt die Lebensdauer eiserner Rohrleitungen (40 bis 50 Jahre und mehr) erreicht werden kann, darf wohl bezweifelt werden, von Betonröhren ganz abgesehen. Dafür besitzen allerdings die Holzrohre noch eine Reihe technischer und wirtschaftlicher Vorzüge:

Die Ausführung der Leitungen erfordert (nach den amerikanischen Quellen) wenig

[1]) Vgl. Eng. Rec. 1. VI. 1907 und Trans. Am. S. C. E. Bd. 41, S. 47 und Bd. 58, paper 1041.

Digitized by Google

Kunstfertigkeit, und kann auch von gewöhnlichen Arbeitern unter Beaufsichtigung einer genügenden Zahl geschulter Vorarbeiter leicht und rasch bewerkstelligt werden. (Bei einer 30 km langen Holzrohrleitung von 0,77 m Lichtweite — für die Stadt Lynchburg erbaut — wurde von einer 18 Mann starken Gruppe ein Tagesfortschritt von 45 m erzielt — Eng. Rec. 1. IX. 1906.) Die Anlieferung der einzelnen Stücke, die verhältnismäßig klein und vor allem leicht sind, und ihre Handhabung am Bauplatz ist erheblich einfacher als etwa bei eisernen Rohrleitungen, ein Gesichtspunkt, der für Ausführung in schwierigem Gelände am Hang usw. viel Beachtung verdient. Die Herstellung der Stoßfugen ist, nach der oben gegebenen Beschreibung, eine verhältnismäßig einfache Sache, und bei der Schmiegsamkeit der Verbindungen ist die Ausgleichung kleiner Verlegungsfehler, die sich an einzelnen Schlußstellen bei eisernen Leitungen unter Umständen unangenehm fühlbar machen können, eine sehr leichte Sache. Ja, es ist sogar möglich, ziemlich scharfe Krümmungen in wagrechtem und senkrechtem Sinne, etwa herab bis zu Bogenhalbmessern vom achtfachen Betrage des Rohrdurchmessers, lediglich durch Drücken der fertiggestellten Leitung herzustellen; es wird zu diesem Zwecke ein 15 bis 25 m langes Rohrstück zuerst in der Geraden fertiggestellt und dann vor dem letztmaligen Anziehen der Ringe durch Rammen in die gewünschte gekrümmte Lage gebracht. Die Dichtigkeit der Fugen soll dabei nicht im geringsten leiden. Eine wie vollkommene Anpassung an die Geländeverhältnisse auf diese Weise mit den Holzleitungen zu erreichen ist, veranschaulicht vortrefflich Abb. 898.

An und für sich ist die Dichtigkeit, sobald die Leitungen erst einmal einige Tage gefüllt liegen, eine vorzügliche, wenn nicht zu große Innendrucke aufgenommen werden müssen. In dieser Beziehung wird angegeben, daß die Grenze der Verwendbarkeit von Holzleitungen bei 90 m Überdruck liegt; die meisten ausgeführten Rohrleitungen, über die in amerikanischen Zeitschriften berichtet wird, haben indes keine größeren Höchstdrucke als etwa 60 m. Ein mäßiger Überdruck ist auf alle Fälle erwünscht, auch dort, wo eine Leitung als Hangkanal auf weite Strecken in natürlichem Gefäll verlegt werden kann. Durch die Unterdrucksetzung wird einmal das Eintreten größerer Luftmengen mit Sicherheit verhindert und gleichzeitig wohl eine kräftigere Durchtränkung des Holzes bis in die äußersten Fasern bewirkt, was in gleicher Weise der Wasserdichtigkeit wie der Widerstandsfähigkeit gegen Fäulnis dient.

Ein weiterer wichtiger Vorzug der Holzleitungen ist ihre große Elastizität, die sie auf der einen Seite für Turbinenleitungen von großer Länge besonders geeignet macht, und die auf der anderen, bei offener Verlegung, größere Widerstandsfähigkeit gegen Steinschlag bedingt.

Infolge der geringen Wärmeleitungsfähigkeit und Wärmedehnungsziffer ist die Rohrleitung ferner, frei verlegt, bei stillstehendem Betrieb besser gegen Einfrieren, und die von ihr gespeiste Turbine bei laufendem Betrieb eher gegen die Einschwemmung von Nadeleis geschützt. Die Gefahr der Beschädigung durch Wärmedehnung ist ausgeschlossen.

Kommen endlich die wirtschaftlichen Vorzüge: Holzleitungen sind hydraulisch leistungsfähiger als jede andere Röhrenart, und während bei eisernen Röhren die Leistungsfähigkeit in längerem Betrieb durch Inkrustation beeinträchtigt wird, nimmt sie bei den Holzröhren, die sich bald mit einer außerordentlich glatten schleimigen Schicht überziehen, sogar zu. Die amerikanischen Ingenieure rechnen darum gewöhnlich für Holzleitungen mit einem Rauigkeitsbeiwert der Kutterschen Formel: $n = 0{,}011$ bis $0{,}012$, während man für längere Zeit im Gebrauch befindliche eiserne Rohre mindestens 0,013 bis 0,014, wenn nicht noch höher, und dasselbe auch für gut mit Glattstrich versehene Betonrohre rechnen muß. Daß diese günstige Rauigkeitsziffer bei Holzleitungen nach längerem Betrieb tatsächlich erreicht werden kann, darf man u. a. aus einer Mitteilung in Eng. Rec. 26. II. 1910 schließen, wonach bei der Abnahmeprobe einer 3,05 m weiten (!) Holzrohrleitung nach zweijährigem Betrieb in sorgfältiger Messung eine Rauigkeitsziffer $n = 0{,}0116$ festgestellt worden ist.

Zuletzt, der wichtigste wirtschaftliche Vorzug, sind die Holzleitungen verhältnismäßig billig herzustellen. Die Möglichkeit einer Kostenersparnis gegenüber den Eisenröhren beruht einmal darauf, daß der Gewichteinheitspreis der Rundeisenreifen niedriger ist als derjenige eiserner Bleche, wozu noch der Unterschied in den Bearbeitungskosten kommt. Der zweite Grund ist darin zu suchen, daß man bei eisernen Rohren mit Rücksicht auf die Rostgefahr, auf ungewöhnliche Beanspruchungen beim Transport und beim Verlegen einen Zuschlag von 2 bis 3 mm, bei Gußeisen noch mehr, geben muß, und so

Digitized by Google

Eisern

Laufende Nr.	1 Ort der Ausführung	2 Größtes Nutzgefälle m	3 Größte sek. Wassermenge je Strang Liter	4 Größte Strömungsgeschwindigkeit m/sek	5 Anzahl der Stränge	6 Achslänge der Rohrleitung m	7 Lichtweite mm	8 Wandstärke mm
1	Arniberg (Schweiz)	850	650	2,30 bis 3,75	2	2050	600—470	8—20
2	Rio de Janeiro (Brasilien)	290	3300	5,20	6	650	900	10—22
3	Santos (Brasilien)	640	600	0,95 bis 2,12	5	2000	900—600	10—32
4	Rjukanfos (Norwegen)	296,5	5000	1,6 bis 4,42	10	700	2000—1200	8—25
5	Loch Leven (Schottland)	295	1700	2,16	6	1900	1000	10—22
6	Biaschina (Schweiz)	260	8500	3,75	2	250	1700	22—35
7	Elektrizitätswerk der Firma G. Stächelin in Neudaz (Kanton Wallis, Schweiz)	460	—	—	—	500	750	11—25
8	Elektrizitätswerk Burglauenen der Jungfraubahn (Schweiz)	166	7500	4,9	1 (später 2)	280	1400	10—18
9	Kraftwerke Brusio in Campocologno, Graubünden	420	7500	2,85 bis 3,25	5	650	819—767	11—23
10	Wasserkraftanlage in Leuk a. d. Dala, Oberwallis	650	—	—	—	1550	600—500	10—25
11	Elektrizitätswerk „Dornbirn“	175	312	1,59	—	324	500	4—9
12	Elektrizitätswerk „Kaiserwerke“	320	900	2,71	—	712	650	6—10 gemietet, 10—15 geschweißt
13	Wattens	59,5	1000	1,58	—	383	900	5—7
14	Schwaz	67,4	880	1,38	3	93	900	4—8
15	Andelsbuch, Hauptrohrleitung	62	8000	2,55	2	229, 80	2000	8—12,5
16	Andelsbuch, Leerlaufleitung	62	16000	20,4	1	203	1000	6—8
17	Zwölfmalgrein	214	1040	1,64	—	417	900	5—15
18	Riva	117	800	2,07	—	170	700	4—9
19	Sarca, Erregerrohrleitung	54,8	493	2,51	1	164,17	500	4—6
20	Sarca, Hauptrohrleitungen	54,8	3400	2,76	3	164,17	1250	6—10
21	Tronto	137 bis 305	—	—	—	713	1041—936	950 = 14—18 1050 = 9—15
22	Kandergrund	80 bis 300	—	—	—	520	1000	9—30
23	Visp	730	—	—	—	2 220 + 716	700 500	13—30,5 23—24
24	Martigny	60 bis 180	—	—	—	458	1500	8—18
25	Bellinzona-Mesocco	200 bis 330	—	—	—	600	500	8—10
26	Olten-Aarburg	173 bis 334	—	—	1	491	450	9—15
27	Aigle-Vouvry	990	—	—	1 von 500 mm 2 von 341 mm	2 · 1315 + 645	500 mm l. W. bez. 341 äuß. D.	500 = 7—11¾ 341 = 8—14
28	Loentsch in Netztal	369	3333	2,33 bis 3,85	3	852[1])	1350—1050 in 4 Abstuf.	8—30
29	Schaffhausen	156	1400	1,8 bis 2,8	1 (später 2)	2165	1000—800	6—13

[1]) Nicht übereinstimmend mit der Gesamtbaulänge der Druckleitung, vgl. S. 718.

Digitized by Google

Druckrohrleitungen. **Tabelle 9.**

9	10	11	12	13	14	15
Baustoff	Bauweise (Flanschenrohre, Muffenrohre, genietete, geschweißte Rohre)	Beanspruchung kg/cm²	Gesamteisengewicht Tonnen	Gesamtpreis der Lieferung einschl. Verlegung M.	Einheitspreis aus Sp. 13 M/kg	Bemerkungen.
Siemens-Martin-Flußeisen von 36—40 kg Festigkeit bei mindestens 28 % Dehnung	Vermittels Wassergas geschweißte Rohre mit Bleimuffen (bis 7 atm) anschließend Hochdruckmuffen (bis 50 atm) und dann Rohre mit Baudagenflanschen	750 im vollen Blech	500	—	—	
Siemens-Martin-Flußeisen von 36—42 kg Festigkeit bei mindestens 25 % Dehnung auf 200 mm Körnerabstand	Vermittels Wassergas geschweißte Rohre mit Ferrum-Patent-Flanschen	600 im vollen Blech	1800	—	—	Bei dieser Anlage ist noch Extraleitung für die Erregerturbinen vorhanden, dieselbe hat einen l. Durchm. v. 300.
Wie oben	Geschweißte (Wassergas, überlappt) Rohre m. Ferrum-Patent-Hochdruckmuffen	600 kg Beanspr. im vollen Blech	4600	—	—	
Wie oben	Bis 8 atm genietete Rohre, sämtl. anderen Rohre vermittels Wassergas überlappt geschweißt, durch Nietung miteinander verbunden	800 kg Beanspr. im vollen Blech	3800	—	—	
Wie oben	Vermittels Wassergas überlappt geschweißte Rohre mit Ferrum-Patent-Hochdruckmuffen	700 kg Beanspr. im vollen Blech	6000	—	—	
Siemens-Martin-Flußeisen von 35—40 kg Festigkeit bei mindestens 28 % Dehnung	Wie oben	750 kg Beanspr. im vollen Blech u. ein Zuschlag von 1,5—2 mm	750	—	—	
Siemens-Martin-Flußeisen von 34—40 kg Festigkeit bei mindestens 25 % Dehnung	Geschweißte Rohre mit überlappt vorgeschweißten gedrehten Bunden und dahinter liegenden losen gebohrten Flanschen	750	175	—	—	
Wie oben	Wie oben	—	180	—	—	
Wie oben	Wie oben	—	1206	—	—	
Wie oben	Wie oben	—	375	—	—	
Flußeisenblech	Genietet	5fache Sicherheit u. 2 mm Zuschl. f. Abrosten	57,2	27 000	0,475	
„	Genietet und geschweißt	„	153	61 700	0,404	
„	Genietet	„	53,000	18 000	0,340	
„	„	„	46,511	20 400	0,438	
„	„	„	295	148 000	0,50	
„	Flanschenrohre genietet	„	49,5	23 800	0,48	
„	„ „	„	100,7	54 800	0,54	
„	„ „	„	13,5	5 800	0,43	
„	„ „	„	13,2	9 900	0,75	
„	„ „	„	162,62	83 700	0,52	
Weiches basisches Ia Siemens-Martin-Flußeisen von 34—40 kg/qmm Festigkeit und 25 % Dehnung auf 200 mm Körnerabstand	Mit Wassergas geschweißte Flanschenrohren	800	312 ohne Schrauben	—	—	„Oberhalb" 137 m, genietete bzw. gußeiserne Rohre.
Wie oben	Wie oben	625	321 oh. Schraub.	—	—	Desgl.
Wie oben	Wie oben	750	786 „ „	—	—	Die oberen 716 m Länge: ein Strang, dann gegabelt und 2 Stränge.
Wie oben	Wie oben	750	256 „ „	—	—	Wie Zeile 21.
Wie oben	Wie oben	825	75 „ „	—	—	Desgl.
Wie oben	Wie oben	500	76 „ „	—	0,65 [2]	Desgl.
Wie oben	Wie oben	rd. 850	398 „ „	—	—	Obere 615 m: ein Strang, dann gegab. in 2 Stränge.
Wie oben	Wie oben	850 im oberen, 900 im mittleren, 850 im unteren Teil der Leitg.	1908 „ „ je Leitung	—	—	
Siemens-Martin-Flußeisenbl. von 36—42 kg/qm Festigkeit und mindestens 22 % Dehnung	8 m lange genietete Flanschenrohre aus je 5 Schüssen, Gummiringdichtung. Verdeckt verlegt	900 bis 800 kg/cm² zwischen den Nieten, ungerechnet einen Sicherheitszuschlag v. 2 mm	610,0	294 000 450 000	0,48 0,74	Im Gewicht 30 t Verteilleitung inbegriffen. Einschließlich 1635 m Rohrgraben und 530 m Kohrstollen. Weitere Einzelheiten s. S. 748.

[2]) Einschließlich Rohrbettung und Erdarbeiten.

Digitized by Google

auch bei ganz geringen Überdrücken nicht unter eine Mindestwandstärke von 4 bis 5 mm gehen kann. Da außerdem das Holzrohr gegenüber den dünnwandigen Eisenrohren größere Steifigkeit und, in gewissen Grenzen, mehr Widerstandsfähigkeit gegen äußeren Überdruck besitzt, so muß es bis zu einer gewissen Grenze des Wasserdrucks im Eisenverbrauch ganz wesentlich billiger ausfallen als ein gleich leistungsfähiges Eisenrohr. Welche Ersparnisse dann im ganzen, unter Einrechnung des Holzbedarfs, verbleiben, hängt natürlich sehr von den örtlichen und wirtschaftlichen Vorbedingungen des Ausführungsplatzes ab[1]). Im amerikanischen Westen mit seinem Waldreichtum und seinen hohen Eisenpreisen z. B. rechnet man, daß bei geringen Überdrücken, etwa bis zu 10 m Wassersäule, und bei mäßigen Lichtweiten, um 1 m herum, eine Holzleitung nur 25 bis 50% einer gleichwertigen Stahlblechleitung kostet. So große Unterschiede würden sich nun freilich in den mit besseren Verkehrsgelegenheiten ausgestatteten Gegenden Europas kaum irgendwo nachweisen lassen. Aber auch hier müßten sich doch wenigstens in den waldreichen Gebirgen noch ansehnliche Ersparnisse erzielen lassen. Nur würde es wieder hier, wenigstens im Mittelgebirge, vielfach an geeigneten Holzarten fehlen, denn das vorzugsweise in Betracht kommende Lärchenholz wird leider zu wenig gezogen. Eine kleinere Ausführung findet sich in Utzenfeld, Bad Schwarzwald. — Der wichtigste Grund, warum wir im europäischen Wasserkraftausbau auch in neuerer Zeit kaum Holzrohrleitungen finden, ist aber zweifellos in der Entwicklung der Beton- und Eisenbetonrohre zu suchen. Diese werden in bezug auf Lebensdauer voraussichtlich die Holzrohre doch erheblich übertreffen und sind daneben bei nicht gar zu schwierigen Anfuhrwegen auch nicht sehr viel kostspieliger in der Herstellung.

Rohrleitungen aus Beton bzw. Eisenbeton.

Baustoffe und Konstruktion. Röhren ohne Bewehrung werden im Wasserkraftausbau meist nur in kleineren Lichtweiten, bis etwa 800 mm, und nur für drucklose Leitungen verwendet. Bei schwierigeren Verlegungsverhältnissen, an steilen Hängen usw., gibt man aus guten Gründen schon bei solchen reinen Rohr-Kanälen gerne eine leichte Bewehrung zu, um Beschädigungen der Röhren durch außerbetriebsmäßige Beanspruchungen, beim Verlegen usw., nach Möglichkeit zu verhindern.

Als Beispiel einer derartigen Anlage sei der 400 mm weite Rohrkanal des Elektrizitätswerkes Bodenmais genannt, der in 1648 m Länge in rauher Gebirgsgegend des bayrischen Waldes angelegt ist (Abbildungen siehe in Weiße Kohle 1909, S. 98.)

Bei allen für Aufnahme eines Innendruckes bestimmten Leitungen ist die Bewehrung als wesentlicher Konstruktionsbestandteil schon gar nicht zu entbehren; sie hat hier dieselbe Aufgabe wie die Reifen der Holzleitungen: das zugfeste Traggerippe für die versteifende und dichtende, dort aus Holzstäben, hier aus Beton gebildete Wand abzugeben.

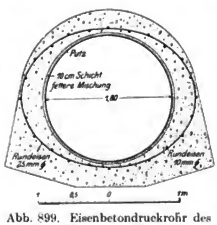


Abb. 899. Eisenbetondruckrohr des Werkes Straschin-Prangschin. Maßstab 1:60.

Dieses Bewehrungsgerippe ist in den Anwendungen sehr mannigfaltig aufgebaut: bei kleineren Röhren, namentlich solchen, die außerhalb der Baugrube hergestellt werden, finden sich neben der statisch klarsten und auch für das Stampfen vorteilhaftesten Form der durch Längsdrähte in Abstand gehaltenen Kreis- oder — besonders vorteilhaft — endlosen Spiralreifen auch die etwas weniger Arbeitsaufwand verlangenden Einlagen aus Drahtnetzen oder Streckmetall.

Diese Einlagen werden als einfache oder doppelte mit der Rohrschale konzentrische Ringe, aber auch als flach gelegte Ovale ausgebildet, je nachdem die Rohrleitung nur Innendruck oder auch den Druck einer äußeren Überschüttung aufzunehmen hat (Abb. 889 Eisenbetondruckrohr im Staudamm verlegt, Abb. 900 Eisenbetonwasserversorgungskanal

[1]) Bei einem Vergleichsentwurf des U. S Reclamation Service für eine 3,5 km lange, 1,2 m weite Leitung in Oregon wurde eine Ersparnis von über 50% gegenüber Eisen ermittelt.

Digitized by Google

unter einer Straße (in Salt Lake City, Eng. Rec. 23. VII. 1910). Nach diesen äußern Verhältnissen richtet sich auch die Ausbildung der Betonschale, die bei Anwesenheit äußeren Überdrucks wohl stark von der Kreiszylinderform abweichend, etwa nach Abb. 899, 840 angelegt oder, für große Rohrweiten wirtschaftlicher: in die eigentliche dichtende Rohrhaut und ein aus Mager- oder Kalkbeton herzustellendes Versteifungsbett aufgelöst wird (Abb. 902, 909). Der Beton wird, um genügende Dichtigkeit bei sparsamer Wandstärke zu erreichen, in fetten Mischungen (1:4 bis 1:6) und unter Zulassung einer nur kleinen Höchstkorngröße (20 bis 30 mm) ausschließlich mit Portlandzement bereitet.

Wasserdichtigkeit. Die kostspielige Anwendung besonderer Glattstriche wird dabei außer bei schon großen Rohrquerschnitten in der Regel unterlassen, und man erreicht dabei trotzdem gute Wasserdichtigkeit, wenn man nur den Beton kräftig naß verarbeitet. (Die amerikanischen Spezialfirmen schreiben z. B. ausdrücklich vor, daß der Beton naß genug sein muß, um nicht mehr im aufgeschütteten Haufen stehen zu bleiben, doch auch nicht so naß, daß er über das Mischblech herunterläuft.) Freilich darf nicht verhehlt werden, daß die Aufgabe der Herstellung unbedingter Wasserdichtigkeit (die namentlich wegen Frostgefahr von Bedeutung) mit wirtschaftlich dünnen Rohrschalen für größere Wasserdrücke als etwa 50 m zurzeit noch nicht ganz gelöst ist[1]). Man sucht sich wohl mit Überzügen von Teer, Siderosthen usw. zu helfen (Bodenmais) oder eben mit Auftragen eines besonderen Glattstrichs (Albeldadüker, Abb. 902: Glattstrich 1:1, mit dem Erfolg, die Undichtigkeit auf ein „kaum wahrnehmbares" Maß eingeschränkt zu haben). Für Wasserdrücke über 70 m würde man freilich auch damit nicht mehr auslangen[2]). Man ist daher für solche Zwecke (und auch bei kleineren Wasserhöhen zur größeren Sicherheit) neuerdings schon dazu gekommen, eine vollständig zusammenhängende Blechhaut als Einlage zu verwenden (Ausführung von Kirschner und Merkel in Hannover, nach Baurat Ziegler-Claustal, sowie der Reinforced Concrete Pipe Co. in Jackson, Mich.). Dabei wird vorteilhafterweise nach der ersteren Ausführung die natürliche Haftfestigkeit des Betons gegen das Eisenblech noch durch Beigabe einer leichten inneren und äußeren Netzbewehrung unterstützt (Abb. 901).

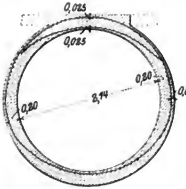


Abb. 900. Mit Streckmetalleinlage (Wasserleitung in Reading, Penns.).

Abb. 901. Blechmantelrohr, Patent Ziegler.

Abb. 900/901. Eisenbetonrohrquerschnitte.

Der Blechmantel hat bei dieser Ausführung ganz allein die Aufgabe, die Wasserdichtigkeit herzustellen, die beiderseitige, auf das blanke Blech aufgebrachte Betonumhüllung schützt dieses, nach den bekannten, allerdings jetzt erst etwa 20 bis 30 Jahre alten Erfahrungen vollkommen gegen Rostbildung.

Eine derartig ausgeführte, 400 m lange, Leitung befindet sich z. B. an der Tambacher Talsperre der Stadt Gotha unter 27 m Wasserdruck seit 1907 in Betrieb; während ihrer Verlegung (jetzt liegt die Leitung verdeckt) hat sie nach Mitteilung der Bauleitung gute Proben ihrer Frostsicherheit geliefert und auch weiterhin zu Beanstandungen keinerlei Anlaß gegeben.

Ähnliche Ausführungen, nur in wesentlich größerem Maßstabe, sind die Druckleitungen von Entraygues bei Nizza (G. C., Bd. 48, S. 217), der Düker von Sosa, Spanien (G. C., Bd. 50, S. 329), die 2,0 m weiten Stollenanschlüsse der Wasserversorgung Boston (Eng. Rec. 28. X. 1911) und die 5,5 m weiten Druckleitungen des Ontariowerkes (vgl. S. 1150) — Abb 885, 962 a. — Letztere bestehen aus 12 mm starkem Stahlblech mit lediglich äußerer

[1]) Neuere von der amerikanischen Staatsverwaltung (Reclamation Service) angestellte Versuche mit einer unter 42,5 bis 50 m Überdruck arbeitenden Eisenbetonleitung von 1,2 m Lichtweite und 75 mm Schalstärke sollen „befriedigende" Ergebnisse und die Vergebung einer 3,5 km langen Leitung zur Ausführung in Eisenbeton gebracht haben (Mitlg. der Reinforced Concrete Pipe Co. Jackson, Mich.).
[2]) Vgl. Anhang S. 1358.

Digitized by Google

50 bis 60 cm starker Betonumhüllung: Hier ist der Gedanke, den Beton außer als Versteifungs- auch noch als Rostschutzmittel nach innen und außen heranzuziehen, also nur teilweise verwirklicht (vielleicht deshalb, weil man nicht wagte, dem Beton die im Rohre auftretende bedeutende Geschwindigkeit von 4,6 m/sek zuzumuten).

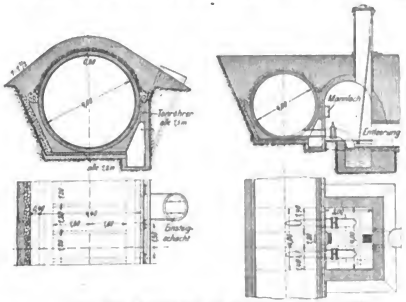


Abb. 902. Einzelheiten. Maßstab 1:180 und 1:280.

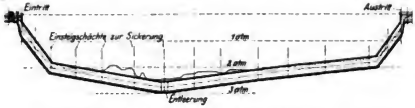


Abb. 903. Längenschnitt. Maßstab 1:16666 und 1:100000.

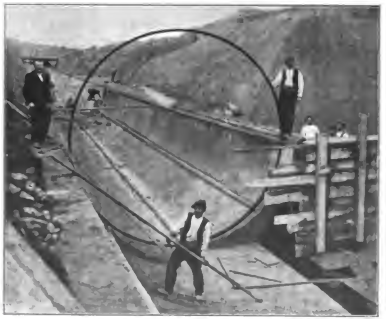


Abb. 904. Rohrbett und Eiseneinlagen.

Auf Grund all dieser und anderer Ausführungen und Erfahrungen darf man behaupten, daß die Aufgabe, ein unbedingt auch beim größten Wasserdruck dicht haltendes Eisenbetonrohr herzustellen, mit Einführung des Blechmantels in zuverlässigster Weise gelöst ist. Ob es indessen nun vorteilhaft oder geboten ist, diese Bauweise auch schon bei Wasserdrücken unter etwa 50 m anzuwenden, darf man wohl bezweifeln. Der den Düker von Sosa noch in den Abmessungen etwas übertreffende von Albelda (Abb. 902, 906) kann da gewissermaßen als die Probe aufs Exempel betrachtet werden; er ist unter ganz ähnlichen Verhältnissen von der gleichen (spanischen) Staatsbauverwaltung nur drei Jahre nach demjenigen von Sosa und im Gegensatz zu jenem ohne Blecheinlage, lediglich mit Winkeleisenreifenbewehrung ausgeführt. Tatsächlich ist bei dieser Anlage eine fast vollkommene Wasserdichtigkeit (nur etwa 0,13 lit/sek Sickerwasser) festgestellt worden.

Den Anlaß, noch am Eisengerippe als Einlage an Stelle der zusammenhängenden Blechhaut, festzuhalten, entnahm man zweifellos hier aus der größeren Kostspieligkeit der Blechmantelausführung. Zwar wird der Eisenverbrauch an sich bei beiden Ausführungsarten so ziemlich derselbe sein, aber der billigere Einheitspreis steht wieder auf Seiten der aufgelösten Einlagen, die zudem in Anfuhr, Bearbeitung und Einbau viel handlicher und bequemer

sind. Als weitere in jahrzehntelangem Betrieb bewährte Ausführung sei genannt die Druckleitung von Rioupéroux ($d = 3{,}30$; $h = 20{,}0$; $l = 2200$, Beton und Eisen 1905, S. 130, 1907, S. 221), hier auch Tab. 9a, S. 1173.

Ausführung. Die Betonrohre werden entweder in einzelnen Stücken hergestellt und in der Baugrube nur, ähnlich den Eisenrohrleitungen, zusammengesetzt, oder aber sie werden gleich einheitlich durchlaufend in der Baugrube gestampft.

Abb. 905. Kernform.

Im ersten Falle werden sie meistens in aufrechtstehenden, leicht zerlegbaren Eisenformen, aus sehr naß angemachtem Beton in dünnen, keinesfalls über 15 cm starken Schichten eingestampft[1]). Abb. 907 zeigt eine einfache Anordnung derartiger Rohrformen nach einer amerikanischen Ausführung (Eng. Rec. 4. IV. 1908).

In der Regel erfolgt, wenigstens bei größeren Ausführungen, die Herstellung der Rohrstücke in möglichster Nähe der Baustelle, und es halten beispielsweise in Amerika, wo Eisenbetonröhren sich bereits ein weites Anwendungsgebiet erobert haben, die einzelnen im Besitz der Ausführungspatente befindlichen Firmen einen Stock von Formen vorrätig, den sie dem ausführenden Unternehmer auf den Bauplatz leihen. Die dadurch gegenüber einem unmittelbaren Bezug fabrikmäßig, etwa auf Vorrat, hergestellter Röhren zu gewinnenden Vorteile liegen auf der Hand.

Abb. 906. Halbfertige Baustrecke.

Abb. 902 bis 906. Eisenbetondüker von Albelda. (Génie Civil.)

Die eben beschriebene Herstellungsweise liefert bei sachgemäßer Auswahl der Mörtelstoffe und sorgfältiger, namentlich rascher, Verarbeitung durchaus befriedigende Ergebnisse; fehlt es aber hieran, wird etwa halbabgebundener Beton mitverarbeitet oder nicht rasch genug Schicht auf Schicht in dünnen Lagen eingestampft, so können Trennungsflächen in der Masse die Festigkeit und Wasserdichtigkeit sehr beeinträchtigen.

Die Absicht, diese Schwierigkeit ganz zu umgehen, war, neben dem Wunsche auch größere einheitliche Rohrlängen zu be-

[1]) Dazu werden neuerdings mit Vorteil Preßluftwerkzeuge benutzt (nach Mitlg. der Maschinenfabrik Eßlingen).

Digitized by Google

kommen, der Anlaß für die Ausbildung zweier ganz eigenartiger maschineller Herstellungsverfahren für Röhren bis zu 60 cm Lichtweite: der Schleuderröhren (von dem Schweizer Architekten Siegwart erfunden) und der etwa als Wickelröhren zu bezeichnenden neueren Siegwartröhren. Bei dem ersteren Verfahren (das auch mit Vorteil zur Fertigung von Fernleitungsmasten und ähnlichem angewendet worden ist) wird die Bewehrung aus gleichmäßig über den Umfang einer Kernform verteilten Längseisen gebildet, unter und über die eine Querbewehrung fortlaufend spiralig, oder Streckmetall u. dgl., aufgewickelt ist. Der so ausgestattete Kern wird in eine zweiteilige, lösbare Hohlform genau zentrisch unter Benutzung von Distanzleisten aus Beton eingesetzt. Diese Form wird dann nach Bedarf mit dünnflüssigem Zementmörtel gefüllt und in geschlossenem Zustand auf einer besonderen Maschine in rasche Umdrehung um die Längsachse (500 bis 1000 Umläufe i. d. M.) versetzt.

Dabei lagert sich dann der Mörtel fest um das Bewehrungsnetz und an die äußere Formschale an, das Wasser aber wird, als der leichtere Bestandteil, nach innen herausgepreßt, wo es durch seinen auf die Innenfläche der Mörtelschale ausgeübten Druck noch zur Verdichtung beiträgt.

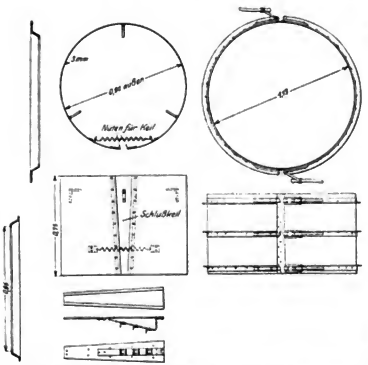


Abb. 907. Amerikanische Stahlformen für Betonröhren. Maßstab 1:33.
(Eng. Rec. 1908.)

Bei den älteren, nach diesem System hergestellten Rohren erwies es sich als ein wesentlicher Mißstand, daß die verschieden schweren Mörtelstoffe unter der Schleuderwirkung eine Entmischung erfuhren und sich entsprechend ihrem verschiedenen spezifischen Gewicht in konzentrischen Schalen ablagerten. Dem wird nach dem patentierten Verfahren der Deutschen Schleuderröhrenwerke in Meißen, durch Beigabe von Faserstoffen in die Mörtelmischung entgegengewirkt, wobei noch durch künstliche Beschwerung und Abschließung auf Erzielung eines möglichst durchaus gleichen Einheitsgewichtes hingearbeitet wird.

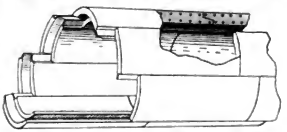
Die Schweizerischen Siegwartmastenwerke dagegen sind in derselben Absicht ganz von dem Schleuderverfahren abgegangen und setzen den Hauptkörper der Rohrschale nach Art der Holzrohrleitungen aus einer Reihe von vorher maschinell fertiggepreßten Zementstäben zusammen, die mit $^1/_2$ cm Zwischenraum nebeneinander auf einen Jutestreifen auf getragen und dann, nach Zugabe der Längseisen und eines fetten Mörtels in die Fugen, um die Kernform herumgewickelt werden. Die so ausgestattete Kernform wird dann auf einer Maschine unter gleichzeitigem Auftragen von fettem Zementmörtel mit Stahldraht unter starker Spannung spiralig umsponnen.

Ein schlüssiges Urteil über die Überlegenheit des einen oder anderen der beiden noch jungen Systeme kann man heute noch nicht fällen: das Schleuderverfahren erscheint zwar durch die größere Einfachheit und Raschheit der Herstellung sowie die durch Konstruktion und Herstellungsart gegebene größere Einheitlichkeit der Schalenmasse bevorzugt, und es wird hauptsächlich von dem durch weitere Versuche zu erbringenden Nachweis der Schutzwirkung gegen Entmischung abhängen, ob diese Vorzüge als ausschlaggebend anerkannt werden. Beide Verfahren haben gegenüber der Herstellung in kurzen Stücken jedenfalls den Vorzug größerer Rohrlängen (bis zu 5 m nach neuem Sieg-

Digitized by Google

wartsystem und bis zu noch höheren nur durch die Bedürfnisse der Verlegungsarbeit begrenzten Längen nach System „Schleuderröhren"). Dadurch wird die Zahl der zu dichtenden Stöße erheblich verringert[1]), und damit, außer dem Gewinn aus Verminderung dieser Gefahrstellen, an Verlegungsarbeit erheblich gespart, so daß die höheren Herstellungs- und Transportkosten der Schleuder- und Wickelröhren wohl überwogen werden können. Ferner ist auch zweifellos eine höhere Gleichmäßigkeit und Dichtigkeit der Masse gegenüber der Stampfarbeit zu erzielen, dies um so mehr, je größer bei jener die Rohrlängen gewählt werden sollen[1]). Freilich genügt bei sorgfältiger Stampfarbeit die zu erzielende Dichtigkeit für Wasserdrucke unter 30 m vollkommen, während für höhere wieder die Blechmantelrohre in Wettbewerb treten: es wird daher wesentlich auch von der örtlichen und Verkehrsverhältnissen abhängen, ob die fabrikmäßig hergestellten Rohre oder die am Bauplatz zu fertigenden Stampfröhren den Vorzug verdienen. Für größere Rohrweiten kommen ohnedies allein noch die letzteren in Frage. Die Grenze liegt für Schleuder- und Siegwartröhren etwa bei 600 mm, für die noch jüngeren Zisselerröhren (Anh. S. 1358) bei 1500 mm.

An und für sich hat schließlich die Verwendung fertiger Einzelrohre gegenüber der Herstellung unmittelbar in der Baugrube noch folgende Vorzüge: Es ist eine sorgfältigere Herstellung und bessere Überwachung der Arbeit, die auf engem Platze zusammengedrängt ist, möglich. Da man außerdem die Arbeit auch nötigenfalls in vorübergehend errichteten Schuppen bei schlechtem Wetter und selbst bei Frost ausführen kann, so gewinnt man unter Umständen gegenüber der Ausführung in der Baugrube wertvolle Zeit. Auch der Verbrauch an Schalung wird meistens geringer sein: man kann u. a. die Röhren stehend, wie sie gestampft sind, schon nach 24 Stunden ausschalen, ohne Beschädigungen befürchten zu müssen, wenn man sie nur nachher noch weitere 10 bis 14 Tage ruhig stehen läßt. Bei liegend in der Baugrube gestampften Röhren dagegen muß man mit Rücksicht auf die nach dem Ausschalen sofort auftretenden ungünstigeren Beanspruchungen in der Regel mindestens drei bis vier Tage mit dem Ausschalen zuwarten.



908. Zusammengesetzte Eisenbetonschale für große Rohrweiten.
(Reinforced Concrete Pipe Co.)

Bei einer gewissen Rohrgröße allerdings zeigen sich die Schwierigkeiten des Transports und der Verlegung so groß, daß man dann doch besser zur Herstellung in der Baugrube übergeht. Die Grenze dürfte aber höher liegen als man in Europa i. a. annimmt (1200 bis 1500 mm), wenigstens führen die amerikanischen Firmen Röhren bzw. Formen bis zu 3 m Lichtweite, und eine Unternehmung führt sogar für noch größere Rohrweiten ihre Schalen in fünf Teilsegmenten aus (Abb. 908), was freilich nur bei geringen Innendrücken zulässig ist (und etwa für Stollenauskleidungen, wozu sich diese Bauweise allerdings sehr zu eignen scheint).

Außerdem kann Ausführung in der Baugrube auch bei kleineren Rohrweiten dort vorteilhaft sein, wo es sich um besondere Beanspruchungen (Erdauflast, Verkehrslast, in Dämmen, Straßenkreuzungen usw. handelt, für die man den Rohren vielleicht mit Nutzen eine vom üblichen Normalquerschnitt abweichende Form gibt (Abb. 899, 900).

Bei Ausführung in der Baugrube werden hölzerne, oder bei umfangreicheren Ausführungen mit besonderem Vorteil: zerlegbare eiserne Formen verwendet. Bei größeren Rohrweiten wird in der Regel zuerst ein in sich starres Kalkbetonbett etwa bis zur Höhe der Rohrachse ausgeführt (Abb. 904, 909), in dieses dann unter Verwendung von Abstandsleisten die Bewehrung aus Rund- (Abb. 909) oder Winkeleisen (Abb. 906) eingebaut, und schließlich nach Einbringung der Kernform der Beton in nasser Mischung in wagrechten Lagen unter stufenweisem Vorbauen der äußeren Schalungsteile eingebracht.

Von besonderer Bedeutung für den raschen Arbeitsfortschritt bei großen Rohrweiten ist der Aufbau der Kernform. Abb. 905 zeigt eine hölzerne, beim Bau des 4 m weiten

[1]) Über 4 m geht man bei gestampften bzw. gegossenen Röhren wohl nie (Höchstmaß der Zieglerschen Röhren), meist nur 1 bis 1,5 m.

Digitized by Google

Dükers von Albelda verwendete Konstruktion. Diese gestattet es, die aus den ausgeschalten Rohrstrecken weiter nach vorn zu verbringenden Kernelemente auf dem unmittelbarsten Wege durch das Innere der noch eingeschalt stehenden Kernform vorzubringen. Doch ist hierbei Vorsicht in der Handhabung geboten, wenn nicht der im Abbinden begriffene Beton durch Erschütterungen notleiden soll. (Ein in Amerika unternommener Versuch, durch Anwendung einer besonderen in Gelenken beweglichen eisernen Schalung „Alligator" die Ausschalungsfrist zu verkürzen, hat zu einem Mißerfolg geführt[1]). Bei einer neueren, gleichfalls 4 m weiten Druckleitung hat man auf die Durchfahrtsmöglichkeit verzichtet, dafür aber eine außerordentlich handliche, leicht auf- und abzubauende eiserne Form gewählt. Ein sehr geschickt entworfenes Traggerüst (Abb. 910) gestattet dabei eine bequeme und sehr genaue Einstellung der Kernform, was u. a. für die Möglichkeit sparsamer Bemessung der Wandstärken sehr wichtig ist.

Die betreffende Rohrleitung, bei Pontamafrey in Savoyen, 3,5 km lang, steht unter einem höchsten Druck von bis zu 30 m, hat Rundeisenbewehrung von 12 bis 32 mm Stärke und 20 cm Wandstärke, Baujahr 1911/12. Eine ähnliche Kernform war schon 1904 beim Bau der 3,3 m weiten Druckleitung von Rioupéroux mit bestem Erfolg

Abb. 909. Rohrbett und Eiseneinlagen.

Abb. 910. Kernform.

Abb. 909/910. Druckleitung Pontamafrey.

verwandt worden (vgl. S. 1167). Hier wurde mit drei Kernen von je 4 m Länge bei gleichzeitigem Arbeiten an drei Arbeitsplätzen ein täglicher Gesamtfortschritt von 36 m erzielt. Die Ausschalung erfolgt bei diesen einzelnen Kernformen durch Verkleinerung des Kerndurchmessers mittels der durch Schrauben oder Exzenter verkürzbaren Speichen; 1 bis 2 Stunden werden dem Beton zum Abbinden gelassen. Dann wird die Kernform auf der in Abb. 910 sichtbaren Tragschiene längs verschoben. Die Tragschiene selbst wird in ähnlicher Weise mit ihren fahrbaren Böcken in Zwischenräumen nachgerückt.

Die Ausführung der Blechmantelrohre erfolgt am zweckmäßigsten in ganz derselben Weise, nämlich mit Kernform und äußerer Schalung. So sind z. B. die 1,9 m weiten Stollenanschlüsse der Wasserversorgung von Boston ausgeführt[2]). Zuerst wurde der äußere Belag aufgebracht und dazu die vorher mit einem Schutzanstrich aus Zementmilch versehenen Rohre mit Sandstrahlgebläse blank gemacht. Dann wurde ein neuer Zementmilchanstrich aufgebracht und die Betonumhüllung zwischen hölzernen Stahlplatten eingefüllt. Vorher waren die in sich natürlich nicht genügend steifen Blechrohre (7,5 mm Wandstärke) mit hölzernen Keilrahmen in Abständen von 1,5 m kräftig verspannt worden.

[1]) Vgl. Trans. Am. S. C. E. 1908, paper 1065.
[2]) Eng. Rec. 28. X. 1911.

Digitized by Google

Nach dem Abbinden der äußeren Betonschale waren die Röhren dann in sich steif genug, so daß man die Spannrahmen entfernen konnte. Dann wurden die zerlegbaren eisernen Kernformen in Längen von je 4,3 m eingebaut und der Zementmörtel (1:2) durch Röhren von außen durch die Rohrwand hindurch eingefüllt. Die Enden der jeweils in einem Zug betonierten 4,3 m langen Strecke waren in der Weise gedichtet, daß um die Kernform Schläuche gelegt wurden, die durch Wasserdruck zum dichten Schluß gebracht waren. Die Luft ließ man durch besondere Öffnungen in der Decke der Rohrwand durch 1,4 m hohe Standröhren entweichen, so daß zuletzt ein Überdruck von mindestens 1,4 m Wassersäule auf der Füllmasse lag. Zwei im Innern der Kernform aufgestellte Arbeiter mußten durch Abklopfen mit Hämmern ein Hängenbleiben von Luftblasen verhindern. Bei Verwendung von je 2,15 m langen Formen wurde ein täglicher Fortschritt von 4,3 m erzielt. Die Ausschalung erfolgte jeweils nach 24 Stunden.

Dehnungseinflüsse und Ausführung der Stöße. Im allgemeinen verlegt man die Eisenbetonröhren verdeckt unter Erdüberschüttung, und es ist ihr besonderer Vorzug, daß sie (solange nicht mooriges Grundwasser und dergl. vorliegt) diese Verlegungsart vorzüglich ertragen. Wo man aus bestimmten Gründen offene Verlegung wählen muß (etwa auf Felsboden) und nicht genügend Erde zu künstlicher Überdämmung vorhanden ist, oder auch bei einer zwar im Boden verlegten Leitung, deren Rohrgraben während der Bauzeit der Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist, muß man mit dem Auftreten von Wärmelängsspannungen rechnen.

Man kann ihnen durch Anordnung von Dehnungsfugen begegnen (Abb. 871a), die mit Rücksicht auf Bodenreibung nicht weiter als 10 bis 15 m auseinander gelegt werden sollten. Die Notwendigkeit, solche Dehnungsfugen, die sich für höhere Innendrucke nicht so einfach herstellen ließen, anzuwenden, kann man umgehen, wenn man die Längsbewehrung so stark macht, daß sie imstande ist, bei der Zusammenziehung des Betons dessen Zugfestigkeit zu überwinden, so daß die Ausbildung klaffender örtlicher Risse vermieden, vielmehr die Dehnung gleichmäßig über die ganze Länge verteilt wird: Es müssen dann zahlreiche feine Haarrisse auftreten.

Der dazu nötige Eisenaufwand ist wie folgt zu berechnen:

Voraussetzungen:

Größter Temperaturunterschied	70°
Zugfestigkeit des Betons	14 kg/qcm
Elastizitätsgrenze der Stahleinlagen	2800 kg/qcm
Wärmedehnungsziffer des Stahls	0,0012

(bezogen auf 100° C).

Daraus berechnet sich mit einem Elastizitätsmodul $E = 2200000$ die Eigenspannung des Stahles zu 660 kg/qcm und es bleiben bis zur Elastizitätsgrenze noch $2800 - 660 = 2140$ kg/qcm verfügbar, woraus sich der Anteil der Bewehrung zu $\frac{14}{2140} = 0{,}6\,\%$ ergibt.

Die Berechnung zeigt, daß das angestrebte Ziel ohne übermäßigen Eisenaufwand erreichbar ist.

Es bleibt dann nur noch die Aufgabe, die Stoßfugen dicht und zugfest zu machen. Dafür ist eine große Reihe brauchbarer Formen ausgebildet, von denen Abb. 911, 912, 913 die wichtigsten Typen zeigen.

Anwendungsgebiet und Wettbewerbsfähigkeit der Betonröhren. Die Erfahrungen mit Eisenbetonröhren sind zwar noch nicht alt genug, um ein unbedingt abschließendes Urteil über ihre Lebensdauer zu gestatten. Doch darf man, im Hinblick auf die durch anderweitige Versuche und Erfahrungen an einzelnen Bauwerken genügend sicher gestellte Schutzwirkung des Zements gegenüber dem Eisen, erwarten, daß gut ausgeführte Eisenbetonröhren die schmiedeeisernen und die hölzernen Röhren an Lebensdauer sehr erheblich übertreffen werden. Ebenso sind ihre Ansprüche an laufende Unterhaltung sicher äußerst gering. Inbezug auf Wasserundurchlässigkeit und Frostbeständigkeit werden auch alle praktisch zu stellenden Forderungen erfüllt, wenigstens für mäßige Gefälle, und für höhere Wasserdrucke tritt das Blechmantelrohr ein.

[1]) Vgl. G. Wason, Eng. Rec. 30. V. 1908.

Digitized by Google

Bei diesen, die Jahreskostenrechnung natürlich sehr zugunsten des Betonrohres beeinflussenden, guten Eigenschaften stellen sich überdies schon die Anlagekosten im allgemeinen verhältnismäßig sehr nieder.

Die Möglichkeit einer Ersparnis gegenüber rein eisernen Rohren ist in denselben Tatsachen wie beim Holzrohr begründet (Wegfall des Rostzuschlags und niedrigerer Einheitspreis der Eisensorte). Und wenn auch beim Betonrohr durch den Hinzutritt der Längsbewehrung der Eisenverbrauch etwas erhöht wird, so bleiben doch innerhalb der Druckgrenzen, wo das Betonrohr praktisch hauptsächlich in Frage kommt (etwa bis 50 m) sehr bedeutende Vorteile. Nach verschiedenen Vergleichsmitteilungen kann man im rohen Durchschnitt (also ohne Rücksicht auf Unterschiede der örtlichen Lage usw.) sagen, daß die Eisenbetonrohre bei Wasserdrucken bis zu 40 bis 50 m etwa nur $^2/_3$ der Anlagekosten gleichwertiger eiserner Rohre verlangen[1]). Wenn nun dieser Vorteil sich auch bei größeren Wasserdrucken erheblich kleiner oder zuletzt gar gleich Null herausstellen wird, so muß doch infolge der größeren Dauerhaftigkeit immer noch ziemlich weit hinauf die Möglichkeit einer Ersparnis in den Jahreskosten bleiben.

Es wird darum die weitere Ausdehnung der Eisenbetonbauweise auf das Gebiet der Wasserdrucke zwischen 50 und etwa 150 m

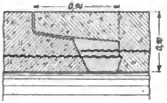


Abb. 911. Keilnute mit Überlappung der Streckmetalleinlage.

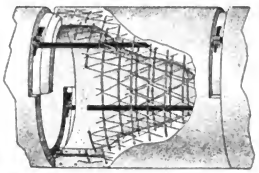


Abb. 912. Flachkeilverbindung der Reinforced Concrete Pipe Co.

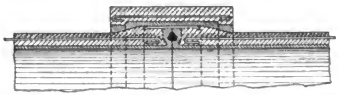


Abb. 913. Überwurfmuffe der Schweizerischen Siegwart-Mastenwerke.

Abb. 911 bis 913. Stoßverbindungen für Eisenbetonröhren.

hauptsächlich davon abhängen, wie weit es gelingt, die erforderliche Wasserdichtigkeit und Betriebssicherheit nachzuweisen. Dafür hat aber die Zieglersche Bauart einen sehr aussichtsreichen Weg eröffnet.

In der Anlage etwas billiger als die Betonröhren werden freilich in manchen Gegenden die Holzrohre ausfallen[2]). Diesen ist überdies allgemein die größere Leichtigkeit und bequemere Verteilung und Handhabung in schwierigem Gelände zugute zu rechnen. Sie sind aber dafür weniger dauerhaft, und so werden sie nur dort erfolgreich in Wettbewerb treten können, wo die Spannung zwischen Beton- bzw. Eisen- und Zement- und Holzpreis groß ist; ob das in mitteleuropäischen Gegenden (man könnte etwa an den Schwarzwald, die schlesischen Gebirge u. a. denken) in ausreichendem Maße nachzuweisen sein wird, darf als fraglich bezeichnet werden.

---

[1]) Kirschner und Merkel, Hannover, geben den Preis einer 1000-mm-Leitung Zieglerscher Bauart bis 50 m Wasserdruck zu 65 M/m an gegenüber 100 M/m für gußeiserne Leitung (entspr. etwa 27 M/kg), beides fertig verlegt, ohne Erdarbeiten.

[2]) Z. B. Kostenvergleich des U. S. Recl. Service für die auf S. 1165 erwähnte Leitung.

Digitized by Google

Verlagsbuchhandlung von Julius Springer
in Berlin W 9, Linkstraße 23/24.

Soeben erschien: *Mai 1912.*

Die Nassbagger
und die Baggereihilfsgeräte

Ihre Berechnung und ihr Bau

Von

M. Paulmann und **R. Blaum**
Regierungsbaumeister in Emden Regierungsbaumeister in Emden

Mit 485 Textfiguren und 10 Tafeln

In Leinwand gebunden Preis M. 22,—

Ein Buch über Berechnung und Bau der Naßbagger ist in der technischen Literatur bisher nicht vorhanden. Es ist deshalb zu begrüßen, daß die Verfasser, die bereits jahrelang gemeinsam bei der Beschaffung und Instandhaltung des größten in Preußen vorhandenen Baggerei-Geräteparks tätig sind, auf Grund ihrer reichen, in der Praxis erworbenen Erfahrungen sich zur Abfassung dieses inhaltsreichen Werkes entschlossen haben.

Das Buch enthält sehr viele in Zahlentafeln übersichtlich geordnete, eingehende Angaben über ausgeführte Geräte, die sich in der Praxis bewährt haben, und bespricht ferner auch die Einzelheiten des Baggerwerkzeuges. Die jahrelangen Beobachtungen bei der Überwachung großer Baggergeräte im Betriebe ermöglichten es den Verfassern, über die Brauchbarkeit der üblichen Konstruktionen ein gut begründetes Urteil abzugeben. Zum ersten Male sind auch die für die Berechnung der Bagger gebräuchlichen Formeln abgeleitet und durch richtig gewählte Rechnungsbeispiele weiter erläutert worden. Auch die Berechnung der Baggerpumpen ist auf Grund eingehender von den Verfassern ausgeführter Versuche dargelegt worden.

Digitized by Google

Das Buch ist nicht nur für den Konstrukteur, der in den Zahlentafeln über ausgeführte Bagger und in den guten Abbildungen ein reiches Material findet, von großem Wert, sondern auch für den, der mit dem Betrieb der Bagger zu tun hat, da durch kritische Betrachtung der einzelnen Konstruktionen ein wertvoller Anhalt gegeben wird für die Beschaffung neuer und für die Beurteilung vorhandener Geräte.

Inhaltsverzeichnis.

Einleitung: Einteilung der Bagger.

I. Beschreibung der Bagger.

1. Greifbagger.
2. Eimerbagger.
   Kleinere Bagger bis 50 cbm Stundenleistung. — Mittelgroße Bagger bis 250 cbm Stundenleistung. — Große Bagger.
3. Vereinigte Eimer- und Pumpenbagger.
4. Pumpenbagger.
   Pumpenbagger mit Schneidekopf. — Festliegende Pumpenbagger ohne Schneidekopf. — Schachtpumpenbagger.
5. Spüler.
   Mit Eimerbaggern gekuppelte Spüler. — Aus Prähmen saugende Spüler.
6. Schutenentleerer.
7. Baggereihilfsgeräte.
   Prähme: Prähme für kleine Bagger. Klappprähme. Prähme für Spüler und Schutenentleerer. Prähme für besondere Zwecke. — Schleppdampfer und Schleppboote — Dampfprähme. — Rohrleitungen. — Geräte zum Heranschaffen der Betriebsstoffe. — Felsenbohrschiffe und Felsenbrecher.

II. Zahlentafeln über Abmessungen ausgeführter Bagger und Baggereihilfsgeräte.

Greifbagger.
Hauptabmessungen Zahlentafel Ia. — Hauptmaschinen Zahlentafel Ib. — Gewichtsangaben Zahlentafel Ic.

Eimerbagger.
Hauptabmessungen Zahlentafel IIa. — Hauptmaschinen Zahlentafel IIb. — Winden Zahlentafel IIc. — Gewichtsangaben Zahlentafel IId.

Vereinigte Eimer- und Pumpenbagger.
Hauptabmessungen Zahlentafel IIe. — Hauptmaschinen Zahlentafel IIf.

Pumpenbagger.
Hauptabmessungen Zahlentafel IIIa. — Hauptmaschinen Zahlentafel IIIb. — Gewichtsangaben Zahlentafel IIIc.

Spüler.
Hauptabmessungen Zahlentafel IVa. — Hauptmaschinen Zahlentafel IVb. — Gewichtsangaben Zahlentafel IVc.

Schutenentleerer (sogenannte Elevatoren).
Hauptabmessungen Zahlentafel Va. — Hauptmaschinen Zahlentafel Vb. — Gewichtsangaben Zahlentafel Vc.

Baggereihilfsgeräte.
Prähme Zahlentafel VIa. — Schlepper Zahlentafel VIb. — Dampfprähme Zahlentafel VIc.

III. Berechnung der Bagger.

1. Greifbagger.
   Berechnung eines Greifbaggers von 25 cbm Stundenleistung.
2. Eimerbagger.
   Zahlentafel VII: Leistungswerte „L“ von Eimerbaggern. — Berechnung eines Flußbaggers für 30 cbm Stundenleistung, eines Baggers für 120 cbm Stundenleistung, eines Seebaggers für 500 cbm Stundenleistung, eines Baggers mit Fahrmaschine. — Zahlentafel VIII: Fahrwiderstand von Eimerbaggern.
3. Pumpenbagger.
   Zahlentafel IX: Abmessungen von Baggerpumpen.

Digitized by Google

4. Spüler.
Rechnungsbeispiele für Pumpenbagger und Spüler. — Berechnung eines festliegenden Pumpenbaggers ohne Schneidekopf für 250 cbm Stundenleistung, eines Schachtpumpenbaggers für 600 cbm Stundenleistung. — Zahlentafel X: Fahrwiderstand von Pumpenbaggern. — Berechnung eines Saugebaggers und Spülers mit Schneidekopf für 500 cbm Stundenleistung, eines mit einem Eimerbagger gekuppelten Spülers für 180 cbm Stundenleistung.

5. Schutenentleerer.
Berechnung eines Schutenentleerers von 180 cbm Stundenleistung.

IV. Bau der Bagger.

1. Das Baggerwerkzeug.
Greifbagger: Greifer (Zahlentafel XI). Greiferwinde. Ausleger. — Eimerbagger: Eimer (Zahlentafel XII). Schaken, Bolzen und Büchsen. Ober- und Unterturas. Führung der Eimerkette. Eimerleiter. Leiterhubwinde. Schüttrichter. Schüttrinne. Einrichtungen zum Ablagern und Sieben des Baggergutes. Turasantrieb. — Vereinigte Eimer- und Pumpenbagger. — Pumpenbagger: Saugeköpfe. Saugerohre. Saugerohrwinde. Baggerpumpe. Stopfbüchse der Baggerpumpe. Druckrohrleitungen. Schüttrinnen. Schwimmende Druckrohrleitungen. Laderäume der Schachtpumpenbagger. Entleeren des Laderaumes durch Verstürzen. Leersaugen des Laderaumes. — Spüler: Saugekopf. Saugerohr. Steinkasten. Förderpumpe. Druckrohrleitung. Zusatzwasserpumpe. Verbindung zwischen Zusatzwasserpumpe und Förderpumpe. Schüttrichter und Messerwerk. — Schutenentleerer: Eimerketten. Eimer (Zahlentafel XIII). Schaken und Bolzen. Turasse. Tragrollen und Führungsrollen. Eimerleiter. Schüttrinne. Förderung an Land. Gerüste für Leiter und Triebwerk. Antrieb der Eimerkette und der Landförderung.

2. Kessel- und Maschinenanlage.
Kessel. — Maschinenanlage: Greifbagger. Eimerbagger. Regler für die Hauptmaschine. Pumpenbagger. Spüler. Schutenentleerer.

3. Schiffsgefäß.
Greifbagger. — Eimerbagger und vereinigte Eimer- und Pumpenbagger. — Pumpenbagger. — Spüler. — Schutenentleerer.

4. Arbeitswinden, Prahmverholwinden und Ankerwinden.
Greifbagger. — Eimerbagger: Arbeitswinden. (Handwinden. Gruppenantrieb. Einzelantrieb. Elektrisch angetriebene Winden.). — Eimerbagger. Seile und Ketten. Prahmverholwinden. Ankerwinden. — Pumpenbagger. — Spüler. — Schutenentleerer.

5. Ausrüstung.

Stichwortverzeichnis.

Tafelverzeichnis.

Tafel I. Greifbagger für 25 cbm Stundenleistung.
„ II. Eimerbagger „E D III“ für 250 cbm Stundenleistung.
„ III. „ „Bremen“ „ 300 „ „
„ IV. „ „E D V“ „ 550 „ „
„ V. „ „Herkules“ „ 600 „ „
„ VI. Pumpenbagger mit Schneidekopf für 500 cbm Stundenleistung.
„ VII. Schachtpumpenbagger „Cosmopolit“ für 600 cbm Stundenleistung.
„ VIII. „ „XIV u. XV“ „ 820 „ „
„ IX. Spüler „Elevador“ für 600 cbm Stundenleistung.
„ X. „ „II“ „ 600 „ „

Digitized by Google

Verlag von Julius Springer in Berlin

Kran- und Transportanlagen

für Hütten-, Hafen-, Werft- und Werkstatt-Betriebe

unter besonderer Berücksichtigung ihrer Wirtschaftlichkeit.

Von Dipl.-Ing. **C. Michenfelder.**

Mit 703 Textfiguren. — In Leinwand gebunden Preis M. 26,—.

Die Förderung von Massengütern.

Von **Georg von Hanffstengel,**

Dipl.-Ing., Privatdozent an der Königl. Techn. Hochschule zu Berlin.

Erster Band: Bau und Berechnung der stetig arbeitenden Förderer. Mit 414 Textfiguren. Preis M. 7,—; in Leinwand gebunden M. 7,80.

Zweiter Band: Förderer für Einzellasten. Mit 445 Textfiguren. Preis M. 8,—; in Leinwand gebunden M. 8,80.

Die Hebezeuge.

Theorie und Kritik ausgeführter Konstruktionen mit besonderer Berücksichtigung der elektrischen Anlagen.

Ein Handbuch für Ingenieure, Techniker und Studierende.

Von **Ad. Ernst,**

Professor des Maschinen-Ingenieurwesens an der Königl. Techn. Hochschule in Stuttgart.

Vierte, neubearbeitete Auflage. Drei Bände. Mit 1486 Textfiguren und 97 lithogr. Tafeln. In 3 Leinwandbände gebunden Preis M. 60,—.

Hebemaschinen.

Eine Sammlung von Zeichnungen ausgeführter Konstruktionen mit besonderer Berücksichtigung der Hebemaschinen-Elemente.

Von **C. Bessel,**

Ingenieur, Oberlehrer an der Königl. Höh. Maschinenbauschule Altona.

34 Tafeln. Zweite Auflage. — In Leinwand gebunden Preis M. 6,60.

Der Fabrikbetrieb.

Praktische Anleitungen zur Anlage und Verwaltung von Maschinenfabriken und ähnlichen Betrieben sowie zur Kalkulation und Lohnverrechnung.

Von **Albert Ballewski.**

Dritte, vermehrte und verbesserte Auflage

bearbeitet von

C. M. Lewin,

beratender Ingenieur für Fabrikorganisation in Berlin.

In Leinwand gebunden Preis M. 6,—.

Werkstattstechnik.

Zeitschrift für Anlage und Betrieb von Fabriken und für Herstellungsverfahren.

Herausgegeben von

Dr.-Ing. G. Schlesinger,

Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Vom 6. Jahrgang (1912) ab jährlich 24 Hefte. — Preis des Jahrganges M. 12,—.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

9. 5. 12. 410.

Digitized by Google

Anlagekosten von Eisenbetonkanälen. **Tabelle 9a.**

Ort	Länge „l“	Abmessungen	Lichter Querschnitt „F“	Anlagekosten in Mark: Gerinne allein			Unterbau, Erdarbeiten usw.			im ganzen			Bemerkungen
					für die Einheit von			für die Einheit von			für die Einheit von		
				i. g.	l	Fl	i. g.	l	Fl	i. g.	l	Fl	
	m	m	qm	M	M/m	M/cbm							
Mörel-Brieg . .	2985	1.90/1,90	3,60	—	—	—	—	—	—	372 000	125	34,70	Geschloss. rechteck. Gerinne, ohne inneren Überdruck, an steilen Felshängen, zum Teil auf hohen Stützen (vgl. S. 1104).
Partenkirchen .	285	3,00/0,85	2,55	19 500	68,5	27,0	8400	29,5	11,6	27 900	98,5	38,6	Offen. rechteck. Trog. „Plattenkanal“ System Eschenbrenner, auf massiven Pfeilern (vgl. S. 1110).
Albelda	—	$d = 4{,}00$	12,57	—	—	—	—	—	—	—	800	63,2	Druckdüker (S. 1167).
—	„1“	$d = 1{,}00$	0,788	—	60,0	76,5	—	—	—	—	—	—	Druckrohr, Blechmantelmantelrohr System Beur. Ziegler (S. 1165).
Bodenmais . .	1011 637 1648	$d = 0{,}45$ $d = 0{,}40$	Mittel: 0,145	—	—	—	—	—	—	19 305	11,7	81,0	Druckloss. Rohrkanal aus Monier-Muffenrohren im Gebirge in Erde und Steinsätzen verlegt (S. 1164).
Rioupéroux . .	2200	$d = 3{,}30$	8,58	—	—	—	—	—	—	374 000	170	20,0	Turbinendruckrohr 20 m Druck (vgl. S. 1167/70).
Ruthken . . .	151	Maulquerschnitt 1,60/3,00	4,00	14 400	95	23,8	3020	20	5,0	17 420	115	28,8	Turbinendruckrohr (vgl. Abb. 899).
Tieton-Kanal .	15 800	$d = 2{,}52$ $t = 1{,}60$	3,90	—	97,75	25,0	—	65,0	16,7	—	162,8	41,7	Amerikanische Arbeitslöhne! (vgl. S. 1107).
Wehr i. B.[1]) . .	400	$d = 1{,}30$	1,32	—	52,0	39,3	—	—	—	—	—	—	Angebot. 10 m Überdruck, aus fertigen Rohrstücken einschl. Verlegg. u. Glattstrich.
Gutach i. Br.[1]) .	800	$d = 1{,}60$	2,00	—	45,6	22,8	—	—	—	—	—	—	10 m Überdruck, Material aus Baugrube gewonnen.

[1]) Mitteilung d. Aktiengesellsch. für Beton- u. Monierbau, Stuttgart u. Freiburg i. Br.

B. Gesamtanlage von Rohrleitungen.

Verlegungsart. Die Art der Verlegung der Rohrleitungen hängt außer von der Geländeform und dem Baustoff der Rohre auch von deren Größe ab: Rohre kleinen Durchmessers werden vielfach unmittelbar auf oder unter den Erdboden verlegt, bei Holzleitungen mäßigen Durchmessers ist das sogar die Regel. Dagegen werden Rohrleitungen aus Beton, auch bewehrtem, und Eisen, namentlich Gußeisen, um Sicherheit gegen Setzungen zu bekommen, auch bei verdeckter Verlegung meistens auf kleine gemauerte Sättel oder wenigstens Unterlagsplatten aus Beton oder Eisenbeton verlegt (Schaffhausen, S. 748). Je größer der Durchmesser der Leitungen ist, um so sorgfältiger muß darauf gehalten werden, bei der Verlegung die mehrfach erwähnten gefährlichen Biegungsbeanspruchungen der Abplattung durch Eigenlast und etwaige Erdüberschüttung von der dichtenden Rohrschale abzulenken. Große Eisenrohre erhalten zu dem Zweck vielfach eine Verstärkung durch lose oder fest vernietet aufgeschobene Winkeleisenreifen (Ventavon, Abb. 346, Ontariowerk, Abb. 885). Die kleine Mehrausgabe für diese Versteifung sollte nie gescheut werden, namentlich da dies zugleich die Röhren in wünschenswerter Weise gegen das Eindrücken beim etwaigen Abreißen der Wassersäule schützt. (Aber vollkommen nur, wenn die Reifen mit den Röhren fest vernietet sind!) Da, wo die Röhren, sei es mit, sei es ohne Versteifung, in Erde eingebettet werden, ist sorgfältig auf tadellose Ausführung der Unterstopfung zu halten. Diese Arbeit darf bis etwa in

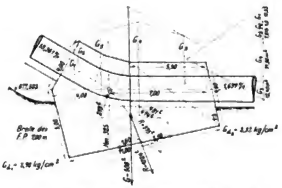


Abb. 914. Statische Untersuchung eines Verankerungsklotzes (Albulawerk). M. 1:300.

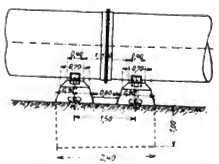


Abb. 915. Rohrsättel an der zweiten Druckleitung des Kubelwerkes. M. 1:100. (Schweiz. Bauztg. 1906.)

Höhe der Rohrmitte nur schichtenweise unter Stampfen, besser noch Einschlemmen, und unter Ausscheidung aller größeren Steine ausgeführt werden. Für Rohre sehr großen Durchmessers darf man sich nicht auf die Wirksamkeit der Erdunterstopfung verlassen, daher zeigen alle neueren Ausführungen durchlaufende starre Bettungen aus Mauerwerk oder Beton (Kalkbeton), die, wenn sie auch keine sehr große freitragende Stützkraft besitzen, doch schon bei mäßiger Stärke dazu ausreichen, um wenigstens eine gute gleichmäßige Druckverteilung zu sichern (Abb. 904—909 und 885). Für oberirdische Verlegung sehr großer Leitungen kämen Böcke aus Eisenbeton oder Formeisen in Frage.

In allen schärferen Krümmungen, sei es im wagrechten oder senkrechten Sinne, müssen die Leitungen zur Aufnahme der entstehenden bedeutenden Bogenschübe auf schwereren Beton- oder Mauerwerksklötzen verlegt, und gegebenenfalls mit ihnen verankert werden. Bei den in starkem Gefäll verlegten und gewöhnlich mit hohen Geschwindigkeiten belasteten Turbinenfalleitungen entstehen auf diese Art oft sehr umfangreiche Verankerungsklötze („Festpunkte", Abb. 493/94). Wo zuverlässig fester Fels ansteht, kann man auch, um an Mauerwerk zu sparen, diese Klötze, deren Gewicht und Abmessungen in einfacher Weise aus den wirkenden Kräften (Bogenschub = „Zentrifugalkraft", Gewicht der Rohrleitung ohne Füllung, dem Brechungswinkel entsprechender Überdruck der Füllung, Eigengewicht) zu ermitteln sind (Abb. 914), wiederum selbst in den Felsen hinab verankern (Löntschwerk, Abb. 491).

Digitized by Google

Die zwischen den einzelnen Festpunkten liegenden Rohrsättel werden dabei vielfach, um das Gleiten der Rohre bei Wärmedehnung zu erleichtern, mit Blech gefüttert, oder, wo breite Sättel zur Versteifung nicht erforderlich sind, vorteilhaft mit kleinen gußeisernen Sattelaufsätzen versehen (Abb. 440, 915, Kubelwerk). Wo die Entfernung der Festpunkte nicht schon durch die Geländeverhältnisse in engeren Grenzen vorgezeichnet ist, sollte man sie, um nicht zu starke Bewegungen in die Rohrleitung zu bekommen, nicht weiter als äußerstenfalls um 200 m herum voneinander abstehen lassen. Je nach der Art der Rohrverbindung und -dichtung muß man sie sogar, namentlich bei größeren Rohrweiten, noch erheblich enger setzen, um die Flan.chen nicht übermäßig zu beanspruchen. Beispielsweise hat man bei dem Werk Loch Leven, wo die Hochdruckmuffe (Abb. 890) angewandt ist, die Festpunkte nur auf 52 m auseinandergedrückt, um einem Wandern der Rohre vorzubeugen: Das ist ein kleiner Nachteil dieser Verbindung, die an sich sonst deshalb sehr vorteilhaft wäre, weil sie die Dehnungen innerhalb der einzelnen Rohrlängen selbst ausgleicht, also Gleitsättel, deren Wirkung immer durch Rostbildung beeinträchtigt werden wird, überflüssig macht.

Wenn der tragfähige Felsen nicht allzu tief unter der Oberfläche liegt, ist es immer geboten, die Festpunkte und, mindestens bei Hochdruckrohrleitungen, auch die Zwischenunterstützungen auf ihn abzustellen, damit beim Undichtwerden oder gar Platzen einer Rohrleitung Unterspülungen vermieden werden. Vielfach hat man sogar den ganzen von einer

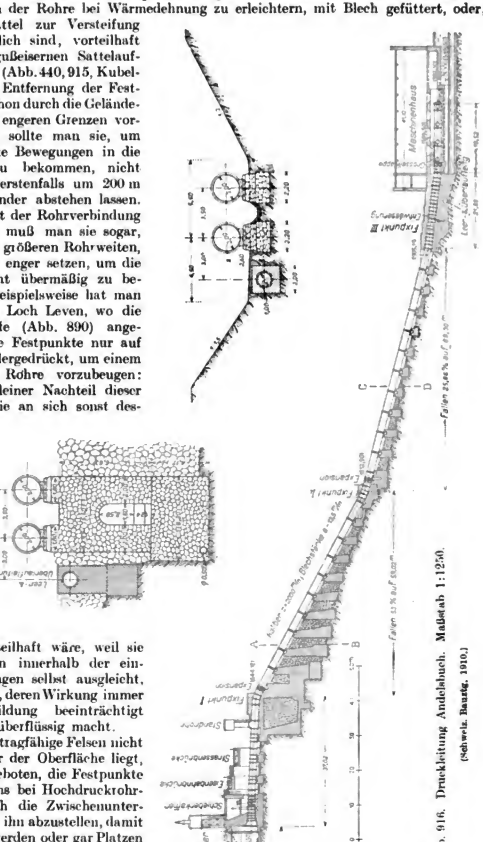


Abb. 916. Druckleitung Andelsbuch. Maßstab 1:1250.
(Schweiz. Bauztg. 1910.)

Digitized by Google

Rohrleitung bestrichenen Bodenstreifen mit einer festen Beton- oder Mauerwerksdecke überzogen, um den Felsen gegen die Frostwirkung und die bei etwaigem Rohrbruch eintretenden außerordentlich heftigen Angriffe zu schützen (Löntschwerk, Abb. 489 bis 495): Bei den bedeutenden Werten, die in einer großen Druckrohrleitung auf dem Spiel stehen, kommen die Mehrkosten einer derartigen Sicherheitsmaßregel nicht in Betracht. Eine gewisse Abgleichung des Felsbodens zur Erleichterung der Bedienung und Unterhaltung wird man doch in der Regel verlangen.

Bei der Anlage solcher, und auch unverkleideter Rohrbetten ist für unschädliche Ableitung des Regenwassers in geschlossenen Gerinnen zu sorgen, um die Frostgefahr für Untergrund und Bett herabzumindern.

Bei losem Untergrund dürfen selbst große Aufwendungen nicht gescheut werden, um eine unbedingt zuverlässige Gründung der Rohrunterstützungen zu sichern. Dafür ist ein beim Elektrizitätswerk Andelsbuch vorgekommener Unfall ein wertvoller Beleg[1]). Die zwei Rohre von 2000 mm Durchmesser umfassende Rohrleitung dieses Werkes (Abb. 916) konnte nur mit ihrem unteren Festpunkt auf festen „Flysch"mergel abgestellt werden. Die übrigen Fest- und Zwischenpunkte sind bis Festpunkt 2 auf Grundmoräne, darüber auf einen diese überlagernden festen Kies (Deltakies), dessen Schichten bergwärts einfallen, abgestellt, wobei überlagernde jüngere Kiesschichten bis zu 3 m tief durchfahren wurden. Der Deltakies erwies sich durch das stark kalkhaltige Bergwasser fast zu Nagelfluh verkittet und auf seiner Oberfläche bewegten sich zahlreiche Wasseradern hin.

Im Frühjahr 1907, als die Leitung bereits bis zum ersten Festpunkt fertig verlegt und der Ausgleichsteich hart oberhalb der Kante des Hanges bereits ausgehoben war, füllten heftige Regengüsse im Verein mit der Schneeschmelze den Weiher unerwartet rasch an. Unglücklicherweise verstopfte sich noch in der Nacht der Überfall beim Wasserschloß mit Schwemmseln und so stürzte das Wasser über die obere Brüstungsmauer in den Rohrleitungsgraben ab, den ersten Festpunkt und sämtliche Zwischenpunkte bis zum Festpunkt 2 herab unterwühlend, umstürzend und teilweise fortschwemmend. Der eine Strang der Rohrleitung wurde dabei vollständig zerstört (Abb. 887). Dicht unterhalb der Straßenbrücke war eine 8 m hohe, fast senkrecht abfallende Kieswand entstanden, da der unterhalb befindliche durchtränkte Boden auf den tieferliegenden festen Schichten abgerutscht war.

Beim Wiederaufbau hat man dann die einzelnen Rohrpfeiler, wie es Abb. 916 zeigt, in Schächten bis zu 13 m tief unter die ehemalige Geländeoberfläche hinabgeführt, und in der Gründungslinie einen Sickerdohlen durchgelegt, um für die Zukunft den gefährlichen Wasseransammlungen vorzubeugen.

Bei derartigen Geländeverhältnissen, wie sie in Andelsbuch vorlagen, wird man vielfach auch zu überlegen haben, ob man nicht besser fährt, wenn man die Zahl der Unterstützungspfeiler einschränkt und brückenartige Tragkonstruktionen anwendet, wobei vielleicht mit besonderem Vorteil Eisenbetonpfähle mit zu Hilfe genommen werden könnten.

Offene oder verdeckte Verlegung. Wie sich schon im Vorausgegangenen gezeigt hat, ist es für die Ausbildung der Rohrunterstützungen sehr wesentlich, ob man die Rohrleitung offen, über dem Boden, oder verdeckt, im Rohrgraben verlegen will. Beide Verlegungsweisen haben ihre eigenen Vorteile und Mängel und die Anschauungen darüber gehen vielfach auseinander.

Die verdeckte Verlegung wird im allgemeinen teurer sein, mindestens in den Anlagekosten. Aber auch das Gegenteil kann der Fall sein, z. B. wenn wertvolle Grundstücke, Rebgelände usw. durchschnitten werden müßten (Schaffhausen S. 748), oder wenn zahlreiche Wegkreuzungen u. dgl. vorkämen.

Daneben wirft man der verdeckten Verlegungsweise vor, daß sie die Röhren der Beaufsichtigung entziehe und sie schnellerer Zerstörung durch die chemischen Angriffe des nassen Bodens aussetze. Beide Vorwürfe sind für Röhren aus Eisenbeton jedenfalls gegenstandslos, und auch für eiserne und hölzerne Röhren darf ihnen nicht allzuviel Gewicht beigelegt werden. Denn wenn eine Leitung mit etwas erhöhter Sorgfalt verlegt und vielleicht zu aller Vorsicht einer etwas stärkeren, vielleicht über das sonst übliche Maß des 1,5fachen vom Betriebsdruck ausgedehnten Druckprobe unterworfen ist, so kann man

[1]) Nach Schw. Bztg. 1910.

Digitized by Google

sie auch ruhig jahrzehntelang in der Erde liegen lassen. Im Wasserversorgungswesen ist das ja in neuerer Zeit auch für Schmiedeeisenrohre ganz allgemein gebräuchlich. Zu empfehlen wäre hierbei, wie es schon hier und da gelegentlich zu finden ist, die Anwendung eines Anstriches mit Zementmilch, wenn man nicht gar schon aus Festigkeitsgründen, wie im Ontariowerk (Abb. 885) eine mehrere Dezimeter starke dichte Umhüllung von Feinbeton anwenden will. Dieselbe ist teuer, verlängert aber die Lebensdauer der Rohre zweifellos erheblich.

Mit der verdeckten Verlegung werden aber folgende wesentlichen Vorteile errungen: Die Röhren sind, auch in leerem Zustande, gegen Wärmeänderungen fast vollkommen geschützt.

Das beweist z. B. eine vom Elektrizitätswerk Bodenmais berichtete Beobachtung (Weiße, Kohle 1909, S. 97), wonach in der 951 m langen, 40 cm weiten, durchweg verdeckt verlegten, geschweißten Stahlrohrleitung, die eine einzige Ausdehnungsmuffe hat, zwischen dem gefüllten und entleerten Zustand eine Längenänderung von nur 29 mm gemessen worden ist. Das entspricht einer Einheitsdehnung $\frac{29}{951\,000} = 0{,}00003$, und bei einer Wärmedehnungsziffer für Stahl $= 0{,}0012$ bezogen auf 100° einem Temperaturunterschied von 2,5° C. Wäre keine Ausdehnungsmuffe angebracht worden, so hätte sich dabei eine Zugbeanspruchung von nur 66 kg/qcm eingestellt.

Man darf daher, wenn man nur für eine, nach Klima und Rohrweite wechselnde, Mindestdeckung (0,8 bis 1,5 m) gesorgt und wenn man bei der Verlegungsarbeit bis zur Zuschüttung des Rohrgrabens die nötige Vorsicht beobachtet hat, die Anbringung von Ausdehnungsvorrichtungen sich ersparen. Mindestens kann man ihre Zahl und Ausführungsweise erheblich einschränken. Auf alle Fälle ist man sicher, daß die Rohrleitung, einmal zugedeckt, nur sehr geringe Bewegungen machen wird, was der Haltbarkeit der Fugendichtungen sehr zuträglich ist. Hand in Hand damit gewinnt man die Möglichkeit einer Einschränkung der Zahl der Festpunkte, die in nicht in allzu steilen Strecken nur noch an den Richtungswechseln notwendig sind.

Abb. 917. Albulawerk. Schutzdach der Druckleitung.

Endlich ist die Leitung, verdeckt verlegt, auch gegen Frost vollkommen geschützt. Diese Gefahr ist zwar auch für freiliegende Leitungen nicht groß. Denn nach einer von Ing. Boucher auf Grund seiner Beobachtungen aufgestellten Formel hat man in mittleren europäischen Breiten schon dann Sicherheit gegen Einfrieren, wenn man stündlich nur so viel Kubikmeter Wasser durch die Leitung laufen läßt, als deren luftberührte Oberfläche Quadratmeter mißt[1]). Es darf auch noch angeführt werden, daß die verdeckt verlegte Rohrleitung gegen Beschädigungen durch Steinschlag oder Baumfall geschützt ist. Und dort, wo man geneigt ist, ästhetischen Gründen sein Ohr nicht ganz zu verschließen, wird man sich auch zu vergegenwärtigen haben, daß die offen verlegten Rohrleitungen mit ihren harten, gewaltsam anmutenden Linien oft das Landschaftsbild in unerträglicher Weise zerschneiden.

Tatsächlich lassen sich also gewichtige Gründe für die verdeckte Verlegung auch von eisernen Rohrleitungen geltend machen, und wo daher nicht die Rohrgrabenherstellung,

---

[1]) $$Q = \frac{t_a - \frac{t_a}{2}}{20 t_w} \cdot O$$

wo: t_a = tiefste Lufttemperatur ohne Vorzeichen (— 20° C),
t_w = Temperatur des Wassers am Eintritt in die Leitung (1° C),
Q = Wassermenge in cbm/Std,
O = Rohroberfläche in qm.

Digitized by Google

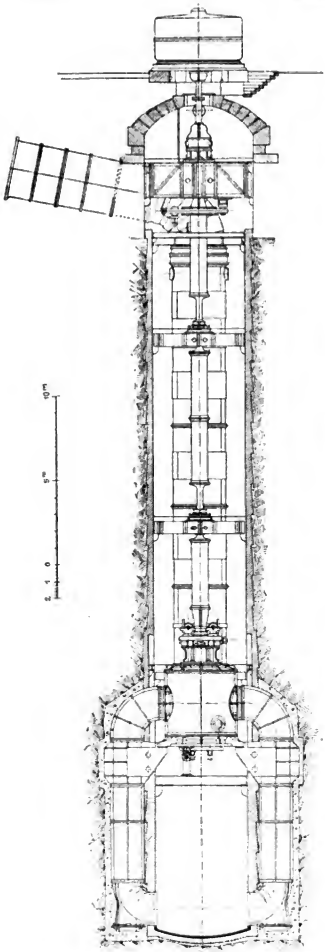


Abb. 918. Turbinenschacht der Canadian Niagara Power Co. Maßstab 1:250. (Schweiz. Bauztg., Bd. 43.)

etwa durch Auftreten von Fels ungebührlich verteuert ist, wird man wohl für die Zukunft mehr als bisher von diesem Verfahren Gebrauch machen. Immerhin ist schon eine Reihe von Beispielen zu nennen: Ennepetalsperre (S. 577), Schaffhausen (S. 748), Bodenmais, Ruppoldingen (S. 738), St. Maurice a. Rhône, Marklissa (S. 630), Pölswerk in Steiermark, Ontariowerk, Hohenfurt a. d. Moldau, Ackersand (S. 1275), Vouvry u. a. m.

Bemerkenswert ist es, daß man in manchen Fällen neuerdings versucht hat, einzelne von den Vorzügen der verdeckten Verlegungsweise, Schutz gegen die Witterung, namentlich: Schnee, gegen Steinschlag usw. durch besondere Vorrichtungen auch für die offene Verlegungsweise zu gewinnen: hierher gehört die Dielenüberdeckung mit Faschinenpolster in Rochebut (Abb. 360/64) und eine zum erstenmal beim Züricherischen Albulawerk angewendete Eindeckung mit Bohlendach über eisernen Bindern (Abb. 917). — Wo der Schneefall stark und langdauernd ist und verdeckte Verlegung wegen Felsuntergrund usw. nicht anwendbar, ist das eine sehr zweckmäßige und nicht zu teuere Anordnung.

Eine besondere Form der verdeckten Rohrleitung sind die Druckschächte.

Druckschächte. Solche sind im neuzeitlichen Wasserkraftausbau schon früh angewendet worden, wenn es galt, die schwierige Verlegung einer Rohrleitung auf steilen, wohl gar steinschlaggefährlichen Hängen zu vermeiden, oder dort, wo man infolge Platzmangels am Unterwasser die Dynamomaschine hoch über die Turbinen legen wollte.

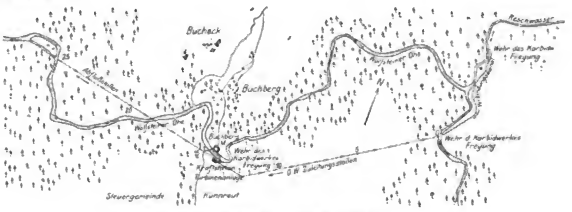
Um den letzteren Fall zuerst zu erläutern, sei die Anlage der Canadian-Niagara-Falls-Power Comp., Abb. 918, vorgeführt und das Karbidwerk Freyung in Oberbayern, Abb. 919 und 920, das eine sehr interessante, allerdings dem heutigen Stand des Turbinenbaues nicht mehr entsprechende Wasserführung besitzt.

Bei diesen beiden Anlagen hat der Schacht lediglich, gleich dem Schaffhausener Stollen (S. 748) den Zweck, eine unterirdische begehbare Rohrlinie im Felsen aufzunehmen. Demgegenüber hat man bei verschiedenen anderen Werken auch gleich die Gesteinsfestigkeit bis zu einem gewissen Grade nutzbar gemacht,

Digitized by Google

um bei der an sich teueren Ausführung solcher Schächte wenigstens an der Druckleitung noch das Mögliche zu sparen. Mit anderen Worten: man hat bis zu einer gewissen Druckhöhe den Schacht oder Schrägstollen — denn aus Gründen der leichteren Ausführung hat man meistens die geneigte Führung bevorzugt —, nur mit Beton (oder gar nicht) ausgekleidet und die eiserne Druckleitung erst ein gutes Stück abwärts beginnen lassen, wobei man sie fest einbetonierte.

Derartige Druckschächte sind mit Erfolg in Betrieb in: Lend-Gastein[1]), im Töllwerk bei Meran (um 1895 erbaut), in Hauterive bei Freiburg i. Schw., in Albertville a. Doron (1896 erbaut).[2])



Übersichtslageplan. Maßstab 1:25000.

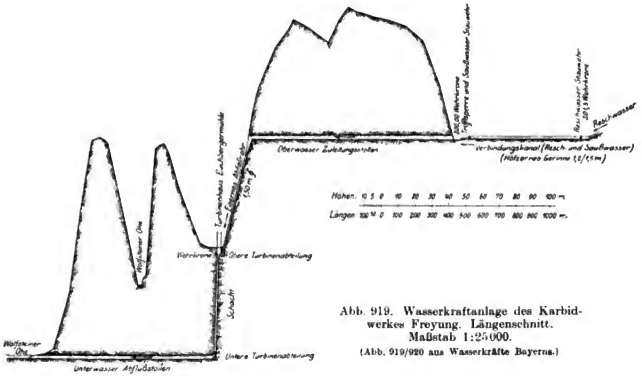


Abb. 919. Wasserkraftanlage des Karbidwerkes Freyung. Längenschnitt. Maßstab 1:25000.
(Abb. 919/920 aus Wasserkräfte Bayerns.)

Der letztgenannte Schacht war für seine Zeit mit großer Kühnheit angelegt. Er war in den obern 20 m der Höhe bei 2,3/2,4 m Eiquerschnitt ganz unausgekleidet, von 20 bis 49 m Wasserdruck mit Betonschale und Glattstrich gedichtet und in der untersten Zone von 49 bis 92 m Wasserdruck bei 1,8 m Kreisdurchmesser mit Stahlblech, 5 bis 8 mm

[1]) Z. f. Bw. 1900. Lichtweite: 3 m, Druckhöhe bis zu 70 m, keine Eisenauskleidung.
[2]) Congr. H. Bl. II, S. 311.

Digitized by Google

stark, ausgelegt (Zugspannung ohne Mitwirkung der Betonumhüllung in den Nietnähten rd. 1200 kg/qcm). Die Stahlauskleidung war erst nachträglich eingebaut worden, weil sich, infolge schlechter Ausführung der Betonschale, starke Quellen durchgedrückt hatten.

Bei neueren Anlagen ist man in bezug auf Gesamtgefälle und Ausnutzung der Baustofffestigkeit zu noch viel kühneren Zahlen gelangt, wie folgende Zusammenstellung zeigt:

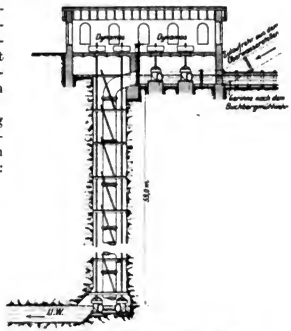


Abb. 920. Turbinenschacht Freyung. Maßstab 1:1180.

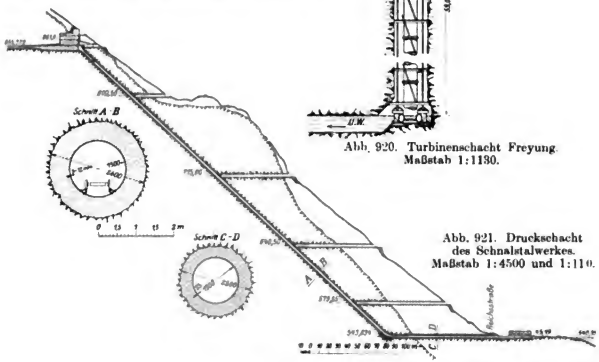


Abb. 921. Druckschacht des Schnalstalwerkes. Maßstab 1:4500 und 1:110.

Neuere Druckschächte.

Bezeichnung	Kernfußwerk Nr. 1 (Kalifornien)	Schnalstalwerk bei Meran (Abb. 721)	Biaschinawerk b. Bodio a. Tessin (Abb. 921a)
Gesamtes Nutzgefälle des Werkes h in m	270	321	260
Größter Wasserdruck im Schacht	265	318	170
Schiefe Länge des Schachtes	520	450	247
Neigung %	130—85	70	86 und 60
Lichter Durchmesser in m	2,30	1,50	2,80/4,5 (oval)
Durchmesser des Ausbruchs	2,75	2,60	—
Auskleidung	Beton mit Stahlblech 5 bis 9,5 mm stark	Beton mit Stahlblech 5 bis 12 mm stark	Nur Beton mit Spezialglattstrich[1])
Größte Beanspruchung im Eisen bei Vernachlässigung der Fels- und Betondruckfestigkeit in kg/qcm	3050	2000	—
Größte Wassermenge in cbm/sek	13,4	5,0	15,0
Größte Strömungsgeschwindigkeit m/sek	3,25	2,80	etwa 1,5
Quelle	Eng. Rec. 10. VIII. 1907 ff.	Mittlg. der Etschwerke	Schweiz. Tech. Ztg. 18. III. 1909 und Mittlg. der Bauleitung
Jahr der Inbetriebnahme	1907	1910	1910

[1]) Vgl. Anm. 1 folgende Seite.

Digitized by Google

Man hat also im Kernflußwerk knapp $1^1/_2$fache, im Schnalstalwerk $2^1/_2$fache Sicherheit in bezug auf die Bruchfestigkeit der vollen Blechwand. Im Biaschinawerk hat man sogar den letzten Schritt getan und die Eisenauskleidung ganz fortgelassen. Mit einem auf Grund von Versuchen zusammengestellten und äußerst sorgfältig aufgetragenen und blank geschliffenen vierfachen, nach dem Filterprinzip aufgebauten Glattstrich[1]) darf man hier erwarten, völlige Wasserdichtigkeit zu erlangen. Der Querschnitt ist dabei sehr weit gewählt, oben elliptisch mit hochstehender Hauptachse, unten zum Übergang in die ausgehende eiserne Druckleitung: mit liegender Hauptachse; und ein Abschleifen des feinen Zementglattstrichs ist daher ganz ausgeschlossen. Im Schnalstalwerk war ursprünglich auch keine Eisenauskleidung vorgesehen und die Lage des Stollens dementsprechend tief genug hinter der Felswand angenommen: bei dem dort anstehenden ungewöhnlich dichten und zähen Gneis hätte man wohl auch keinen Mißerfolg erlebt, und die Ingenieure der Etschwerke haben dort, gewissermaßen gegen ihre eigene Überzeugung, nur eine bei der Vergebung der übrigen Bauarbeiten erzielte Ersparnis dazu benutzt, die lediglich als Dichtungsmittel aufzufassende Eisenausschalung anzulegen.

Abb. 921a. Biaschinawerk. Blick gegen den Austritt der Druckleitung aus dem Druckschacht.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

Wenn erst, wie bestimmt zu erwarten, gute Erfahrungen von diesen Bauwerken bekannt geworden sind, dürfte die Bauweise in Zukunft noch mehr beliebt werden. Denn tatsächlich werden bedeutende Vorteile gewonnen: Steinschlag, Witterungs- und Wärmeeinflüsse sind ganz, Undichtwerden, Unterspülungen u. dgl. so gut wie völlig ausgeschlossen; Luftleerwerden schädigt wenigstens die Rohre nicht mehr: man kommt also ohne weiteres zu großen Durchmessern, und statt zahlreicher enger Rohre hat man ein einziges großes mit geringerem Gefällsverlust. Die Rohrverbindungen sind vereinfacht (gewöhnlich werden die einzelnen bis zu 10 m langen Schüsse im Stollen vernietet), und die Auflagerung ist eine unbedingt zuverlässige. Die Unterhaltungskosten entfallen so gut wie ganz und die Lebensdauer ist praktisch unbegrenzt. Daher sind, trotz der vielleicht erhöhten Anlagekosten, doch oft wirtschaftliche Vorteile gegenüber der freien Verlegung einzelner Druckrohre nachzuweisen, abgesehen von der schon berührten, aus der Gelände- und Gesteinsbeschaffenheit sich manchen Orts ergebenden zwingenden Notwendigkeit. Ein nicht zu übersehender Vorteil der offenen Verlegung ist allerdings u. a. der, daß man bei Anlage zahlreicher Druckrohrstränge den Ausbau dem Bedarf anpassen und Bauzinsen sparen kann, wie es gern geübt wird. (Ackersand, Schw. Bztg. Bd. 54, Nr. 19, 20.)

[1]) Erste Schicht: Zementmörtel 1:3, zweite: 1:2, dritte: 1:1, innerste (Deck)schicht: reiner Zement, geschliffen.

Digitized by Google

Besondere Einrichtungen für den Bau von Rohrleitungen. Bei der Verlegung von Rohrleitungen jeder Art liegt die Hauptschwierigkeit meist im Anfahren der einzelnen oft sehr schweren Stücke über steile Hänge: bei Falleitungen, oder im durchschnittenen, unwegsamen Gelände: bei langen Hangkanälen. Als ein durch Wohlfeilheit der Anlage und hohe Leistungsfähigkeit gleich ausgezeichnetes Hilfsmittel erfreuen sich hier die Seilchwebebahnen stets wachsender Beliebtheit (vgl. Vouvry, Génie Civil, 29. III. 1902; Rochebut, Abb. 364 Lintal, Schw. Bztg. 26. VIII. 1905; Middle Boulder Creek-Zuleitung Eng. Rec. 6. XI. 1909).

Bei den steilen Falleitungen vom Wasserschloß, wo ohnedies ein Planum hergestellt werden muß, werden sie u. U. mit Vorteil ersetzt durch Drahtseil-Rollbahnen, die man mit gutem Grund bei größeren Anlagen als ständige Werke ausbildet (Löntschwerk S. 719, auch am Brusiowerk-Graubünden (Il Politecnico Bd. 56) Biaschinawerk, Abb. 921a u. a. m.) Bei Druckschächten mit Eisenauskleidung werden gewöhnlich die einzelnen Rohrschüsse vorübergehend mit Rollen ausgerüstet und so abgelassen, in ihrem Innern aber sind zwei Schienen aufgenietet, die kleine Arbeitsrollwagen aufnehmen und auch bei späteren Besichtigungen dienlich sind (vgl. Abb. 921). Als Beispiel einer nur vorübergehend angelegten Rollbahn mit mechanischem Seilzug sei die des Albulawerkes erwähnt, von der sich eine eingehende und bemerkenswerte wirtschaftliche Hinweise enthaltende Beschreibung in der Zeitschr. f. das ges. Turbinenwesen 1908, S. 469ff. findet.

Linienführung von Rohrleitungen. Die Möglichkeit, die Rohrleitungen als Druckleitungen auszubilden, gestattet weitgehende Freiheit in der Linienführung nach Grundriß und Aufriß, also, zur Erzielung der wirtschaftlichsten Anlage: hohe Anpassung an die Geländeform. Nur ist dabei aus bereits erwähnten Gründen die Vorsicht zu beobachten, daß man mit dem Rohrscheitel überall genügend tief unter der hydraulischen Drucklinie der Vollbeaufschlagung bleibt. Richtungswechsel sind dabei zur Verminderung der Gefällsverluste und um Stoßerscheinungen auszuschließen durch möglich sanfte Krümmungen auszugleichen.

Um die Ansammlung von Luft in den Rohrscheiteln zu vermeiden, eine namentlich bei Holzleitungen sehr wichtige Sache, muß man in allen Hochpunkten der Linie selbsttätige Schwimmerluftauslässe, und zur Entleerung der Leitungen, bei Besichtigungen oder Ausbesserungen, in den Tiefpunkten Auslaßschieber anordnen.

Dabei darf nicht aus dem Auge gelassen werden, daß an und für sich im Interesse eines möglich gleichmäßigen Betriebs die gestreckteste Linienführung auch die beste ist. Zwar wird man aus wirtschaftlichen Rücksichten mit gutem Recht von diesem Ideal öfter abweichen, aber man muß dabei Grenzen einhalten: Scharfe Richtungswechsel in der senkrechten Ebene sind für stark belastete, schnell durchströmte Druckleitungen, namentlich: die steilen Turbinenfalleitungen, unter Umständen gefährlich: Tritt in der Turbinenanlage eine plötzliche Belastung ein, so daß die vorher vielleicht fast geschlossenen Leitschaufeln der Turbinen sich augenblicklich öffnen, so kann es vorkommen, daß in einem gegenüber der oben anschließenden Strecke zu steil verlegten Rohrabschnitt das Wasser schneller nachschießt, als es oben möglich ist. In diesem Fall würde ein Abreißen der Wassersäule, Luftleere und so, wenn nicht eine Zerstörung der Rohrleitung durch äußeren Luftdruck, mindestens ein gefährlicher Wasserstoß in den Turbinen nachfolgen. Ein lehrreiches Beispiel dafür bildet die Anlage La Siagne, bei der die Turbinenzuleitungen ursprünglich aus der oberen langen und schwach geneigten Strecke in scharfem Knick in nahezu senkrechter Richtung über eine schroffe Felswand herabgeführt waren. Man hatte von Anfang an Schwierigkeiten mit der Turbinenregulierung, und eines Tages wurde auch eines der Rohre durch äußeren Überdruck zerstört. Man hat sich daher nachträglich entschlossen, die Leitung vollständig neu zu verlegen und hat sie im Schrägstollen in einheitlichem Gefälle durchgeführt.

Ebenso sind aber auch zu schwach geneigte Leitungsstrecken zu vermeiden, weil sie oft nicht imstande sind, durch eigene Gefällswirkung dem Wasser die nötige Beschleunigung bei schneller Belastung zu erteilen.

Für die Druckleitungsstrecken, die oberhalb eines Wasserschlosses, Ausgleichsweihers usw. liegen, sind weniger strenge Anforderungen maßgebend, weil man es hier mit weniger schroffen Belastungswechseln zu tun hat, und weil vor allem eine Rückwirkung auftretender Stöße auf die Turbinenanlage ausgeschlossen ist.

Diese betriebstechnischen Rücksichten, und auch einfache Gesichtspunkte der Bauausführung, mahnen eindringlich, bei der Festlegung einer Rohrlinie alle Kleinlichkeit zu

Digitized by Google

vermeiden, und, namentlich wieder bei stark belasteten und großen Leitungen, möglichste Einfachheit in der Linienführung, Aufteilung in wenige gerade Strecken anzustreben. Dabei wird es denn unter Umständen nicht zu vermeiden sein, daß einzelne entgegenstehende

Abb. 922. Pendelstützen der Druckleitung Schwaz (Tirol).
(Rüsch-Gannahl.)

Felsmassen im Einschnitt, ja im Stollen durchfahren, kleinere Senkungen mit größeren Pfeilerabständen oder besonderen Tragkonstruktionen übersprungen werden müssen. Für den ersten Fall bietet das Kubelwerk in Abb. 439, für den zweiten das Löntschwerk mit seinen Bogenstellungen und seinem rücksichtslos durchgestreckten unteren Einschnitt (Abb. 491, 492) ein Beispiel. Ein für kleinere Leitungen sehr vorteilhaftes Mittel, in möglichst sparsamer Weise flache Senkungen zu überwinden, bildet die in Österreich mehrfach (beispielsweise bei den Kaiserwerken bei Kufstein) verwendete schwingende Stütze (Abb. 922), und eine ebenso einfache Art, eine Rohrleitung vor einer steil abfallenden Schluchtwand durchzubringen, ist in Abb. 923 wiedergegeben (Wasserversorgung von Cañon City, Eng. Rec. 4. XII. 1909).

Abb. 923. Druckleitung der Wasserversorgung von Cañon City (Ark.)
Maßstab 1:85.
(Eng. Rec. 1909.)

Düker. Besonders interessante Aufgaben entstehen dort, wo größere Taleinschnitte zu überqueren sind: Rohrleitungen in Form von Dükern werden hier vielfach auch dort verwendet, wo die Triebwasserleitung in der Hauptsache in anderen Formen, Stollen, Kanälen usw. aufgeführt ist. Wo das letztere der Fall, der Düker also etwa in eine drucklose Hangkanalzuleitung eingeschaltet ist, ist am Einlauf eine kleine wasserschloßartige Kammer mit Entlastungüberfall, Spülschleuse usw. anzubringen, im übrigen gilt hinsichtlich der Verlegungsweise, der Ausführung, der Ausrüstung mit Entleerungsklappen, etwaigen Lufthähnen usw. das bereits bisher für die Rohrleitungen im allgemeinen Gesagte. Als Vorbild einer guten einfachen Dükerausführung kann diejenige der Sitterzuleitung

Digitized by Google

des Kubelwerks (Abb. 434) betrachtet werden. Ein durch seine großen Abmessungen beachtenswerter eiserner Düker ist am Hoosikfluß mit $l = 300$, $d = 3{,}8$ m ausgeführt (Eng. Rec. 3. IV. 1909), einen großen, unterirdisch verlegten Düker aus Eisenbeton (Albelda) zeigen Abb. 902/905. Düker im Wehrkörper sind in München-Süd ausgeführt, Abb. 279, 287.

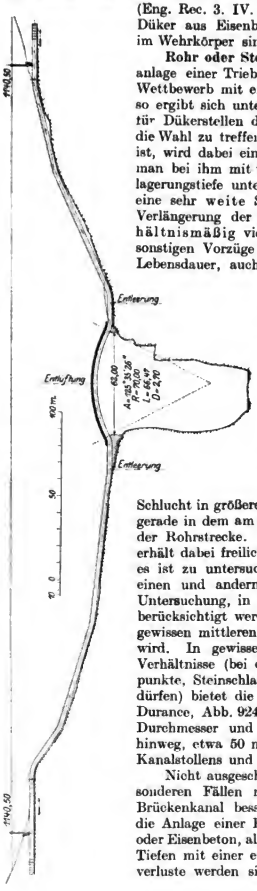


Abb. 924. Düker mit freitragendem Rohrbogen. Werk L'Argentière. Maßstab 1:2500.

Rohr oder Stollen als Düker. Wie schon bei der Gesamtanlage einer Triebwasserzuleitung die Rohrleitung vielfach in Wettbewerb mit einer Stollenausführung zu treten haben wird, so ergibt sich unter Umständen bei großen Wassermengen auch für Dükerstellen die Aufgabe, zwischen diesen zwei Lösungen die Wahl zu treffen. Solange der Talquerschnitt nicht sehr breit ist, wird dabei ein Stollendüker im allgemeinen teuer sein, weil man bei ihm mit tiefen Schächten erst bis zu der nötigen Überlagerungstiefe unter den Felsboden fahren muß. Wo dagegen eine sehr weite Senkung unterfahren werden muß, also die Verlängerung der Linie durch die absteigenden Schenkel verhältnismäßig viel kleiner ist, können unter Umständen die sonstigen Vorzüge des reinen Stollens, vor allem die größere Lebensdauer, auch, im Vergleich mit einer Schar von engeren Röhren: die größere Leistungsfähigkeit des einheitlichen Querschnitts, für ihn sprechen. Das war z. B. der Fall bei dem, allerdings außergewöhnlich großen, 8 km langen Düker im Zuge der Catskill-Wasserleitung (Eng. Rec. 29. I. 1910, hier Abb. 877).

Bei engen Tälern, wo der offen verlegte Düker an sich vielfach die Vorhand haben wird, ergibt sich eine andere Frage: es ist nicht von vornherein gesagt, daß man mit dem unteren, wagrechten oder besser: schwach geneigten Rohrschenkel so tief, als es die Hochwasserstände des Flusses zulassen, ins Tal herabgehen muß: wenn man die Schlucht in größerer Höhe überfährt, so spart man an Dükerlänge gerade in dem am stärksten beanspruchten, also schwersten Teil der Rohrstrecke. Die über den Wasserlauf gespannte Brücke erhält dabei freilich höhere Pfeiler oder größere Spannweite, und es ist zu untersuchen, ob Ersparnis oder Mehrverbrauch am einen und andern Teile überwiegt. Bei der wirtschaftlichen Untersuchung, in der u. U. auch die Ersparnis an Nutzgefälle berücksichtigt werden muß, wird man oft finden, daß bei einer gewissen mittleren Kreuzungshöhe ein Kostenkleinstwert erzielt wird. In gewissem Sinne ein Anschauungsbeispiel für diese Verhältnisse (bei denen natürlich wichtige praktische Gesichtspunkte, Steinschlaggefahr usw. nicht unberücksichtigt bleiben dürfen) bietet die Zuleitung des Werkes Argentière im Tal der Durance, Abb. 924/25. Das hier eingebaute Dükerrohr hat 2,7 m Durchmesser und spannt sich als Bogenträger frei über 62 m hinweg, etwa 50 m unter dem Spiegel des oben anschließenden Kanalstollens und 90 m über der Talsohle.

Nicht ausgeschlossen ist es natürlich auch, daß man in besonderen Fällen mit einem im natürlichen Gefäll verlegten Brückenkanal besser fährt: man spart dabei unter Umständen die Anlage einer Einlaufkammer und kann eher in Mauerwerk oder Eisenbeton, also dauerhafter bauen, als wenn man in größere Tiefen mit einer eisernen Leitung hinabgeht. Auch die Druckverluste werden sich dabei vermindern lassen. Wo allerdings

Digitized by Google

größere Weiten und Tiefen zu überwinden sind, wird der Düker fast immer obsiegen. Das war z. B. der Fall beim Kubelwerk, wo noch der Mangel an geeignetem Baustein zu einer Hochbrücke dazu beitrug, einen Kostenunterschied von 40 000 M. zugunsten des Eisendükers herausspringen zu lassen. Beim Kanderwerk (S. 1119) dagegen, wo eine nur unter geringem Überdruck stehende, kaum als Düker anzusprechende Kanalbrücke erstellt ist, mag die Schwierigkeit, die Leitung verdeckt in das bewegliche Wildbett der Kander zu verlegen im Verein mit den gegen einen unverdeckten Düker sprechenden Schönheitsgründen, die gegenteilige Lösung bedingt haben.

Abb. 925. Rohrbogen bei L'Argentière mit Lehrgerüst.
(Aufn. v. Buisson-Karlsruhe.)

Heberleitungen. Das Gegenstück zu den Dükern sind die Heberleitungen, die dort angewandt werden, wo man aus bestimmten Gründen, meist Schwierigkeiten der sonst anzunehmenden Stollenausführung, einen im Wege stehenden Rücken weder durchstoßen noch umfahren, vielmehr unmittelbar übersteigen will.

Um einen sicheren Betrieb auch bei schwankender Belastung einer etwa angeschlossenen Druckleitung zu erhalten, darf man den Heberscheitel nicht mehr als auf etwa 2,5 m der physikalischen Saughöhe nähern. Dabei darf die Meereshöhe des Ausführungsortes nicht unberücksichtigt bleiben.

Anbringung von Entlüftungsventilen zur Abführung der im Betrieb sich ausscheidenden Luft[1]) und von Abschlußklappen, um unerwünschte Entleerung bei Stillstand des Betriebs zu verhindern, sind nicht zu vergessen. Für das Wiederauffüllen der einmal trocken gelegten Leitung ist eine kleine Luftpumpe: zum Entleeren des Scheitels und eine Wasserpumpe: zum Anfüllen der anschließenden Druckleitung aufzustellen. Dort, wo man (Kubelwerk) eine zweite, stets unter Druck stehende, Leitung zur Verfügung hat, die am unteren Ende mit der Heberleitung verbunden werden kann, braucht man nur die Luftpumpe. Selbstverständlich müssen die Heberrohre zur Aufnahme des äußeren Luftdruckes entsprechend stark bemessen sein, vergleiche den Unfall des Kubelwerks (S. 660).

An der Möglichkeit, bei einigermaßen sachgemäßer Anlage mit Heberleitungen auch größter Abmessungen einen einwandfreien Betrieb durchzuführen, darf nach den am Kubel- und Brusiowerk (Abb. 441, 442, 812) gesammelten Erfahrungen nicht mehr gezweifelt werden, es liegt aber in der Natur der Sache, daß ihre Anwendung auf seltenere Ausnahmefälle beschränkt bleiben muß.

Rohrbrücken. Die Überbrückungen, die in freiliegenden Dükern und Druckleitungen vielfach vorkommen, haben schon die mannigfaltigste Ausbildung erfahren. Man findet da einfache Fachwerkträger aus Eisen (Kubel, Abb. 440; Weberflußwerk, Eng. Rec. 2. IV. 1910; Tumwaterwerk mit $l = 61$ m, bei $d = 2{,}6$ m, Eng. Rec. 30. X. 1909 u. a. m.). Ferner: massive Bogenbrücken (Lanzowerk bei Turin, Abb. 926), Hängebrücken (Bozel bei Moutiers, Savoyen, Congr. H. Bl. II, S. 282), in Amerika auch hölzerne Bogenbrücken und Sprengwerke (Geolog. Survey 1897/98, S. 604; Eng. Rec.

[1]) Vgl. Trans. Am. S. C. E. 1907, paper 1052 (Messungen der ausgeschiedenen Luftmengen).

Digitized by Google

2. IV. 1910). Für dauernde Anlagen sind Holzbrücken natürlich zu verwerfen, und auch die eisernen sind, trotz meist größerer Wohlfeilheit in der Anlage, den massiven, die sich sehr einfach gestalten lassen, nicht gleichwertig zu erachten.

Ausführungen in Eisenbeton, die zweifellos auch hier vielfach wirtschaftliche Vorteile bringen würden, sind noch selten, eine eigenartige und den Verhältnissen (tiefgründiger Sandboden, Gußeisenleitung) sehr geschickt angepaßte Lösung von hervorragender Einfachheit zeigt Abb. 927.

Abb. 926. Rohrbrücke mit Eisenbetonbögen am Lanzowerk, Turin. (2 Rohre je 1,70 m weit.)

Bei eisernen Rohrleitungen lag der Gedanke nahe, die Röhren sich selbst auf größere Längen frei tragen zu lassen, indem man sie etwa als eingespannte Bogen vielleicht noch mit Zugband, oder als Sprengwerke (Abb. 928) ausbildete.

Beide Anordnungen haben den Vorzug der Eisenersparnis — selbst wenn man zur Sicherheit unberücksichtigt läßt, daß die „reduzierten" Spannungen (das sind die mit Rücksicht auf die „Querdehnung" bestimmten[1]) kleiner sind als die durch den Wasserdruck allein hervorgerufenen. — Vor allem verlangen solche Anordnungen geringe Niet- und Formgebungsarbeit, auch weniger Anstrich und deshalb geringere Unterhaltung. Daß dabei die Rohre in der Längsrichtung nur auf Druck beansprucht werden, ist ein besonderer Vorteil, weil dadurch Schwierigkeiten bezüglich der Sicherheit der Rohrverbindungen ausgeschlossen sind.

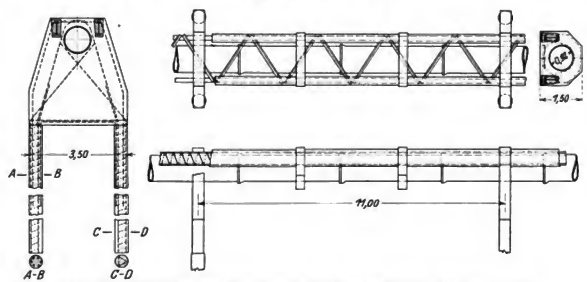


Abb. 927. Rohrbrücke aus Eisenbeton bei Los Angeles (Calif.). Maßstab 1:150.
(Eng. Rec. 1908.)

Die Sprengwerksanordnung eignet sich dabei vorzugsweise für verhältnismäßig enge Röhren, die Bogenform für weite, und es sind mit ihr schon sehr bedeutende Leistungen nach Gewicht und Spannweite erzielt: Kubelwerk, Abb. 443, Lichtweite = 38 m, $d = 1{,}6$ m; Argentière, Abb. 924, $l = 62$ m, $d = 2{,}70$ m, und zahlreiche andere in den an Druckrohren reichen Tälern des Arc und seiner Nebenflüsse[2]).

Begreiflicherweise sind die Bogendruckrohre schwieriger zu verlegen als gerade mit

[1]) Vgl. Föppl, Techn. Mechanik III, 1900, S. 73.
[2]) Congr. H. Bl. II, S. 50, 191 und Eng. Rec. 16. IV. 1904.

Digitized by Google

Zwischenpfeilern oder auf besonderen Tragbrücken, auch müssen sie bei etwaigen Ausbesserungen oder Auswechselungen immer erst von neuem unterfangen werden, und es sind besondere Schieber und Ventile für Entleerung und Entlüftung nötig, die einige Beaufsichtigung verlangen. Das sind aber alles kleine Nachteile dort, wo man hohe oder schwierig zu gründende Pfeiler ersparen kann, oder wo die wilde Natur eines Wasserlaufs an sich die Vermeidung aller Einbauten erwünscht erscheinen läßt.

Abb. 928. Rohrüberführung im Sprengwerk bei Pergine (Tirol).
(Druckleitung 350 mm weit, nach Rüsch-Gannahl.)

Wo dagegen die Pfeilerausführung möglich und nicht zu teuer und wo namentlich die zu überbrückende Gesamtlänge doch zu groß für eine einzige Öffnung ist, wird man vielleicht der einfacheren Ausführung halber mit größerem Vorteil die Rohre als geradachsige durchlaufende Balken über vier Stützen, mit Einspannung an einem Widerlager (Festpunkt) verlegen, wie erstmals 1908/09 beim Albulawerk geschehen (Abb. 917, zwei Rohre mit zwei Öffnungen von je 25 m und einer von 9 m Lagerentfernung, $d = 1{,}8$).

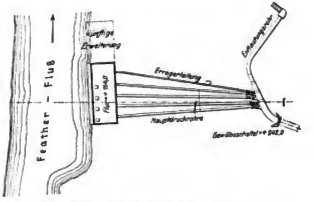


Abb. 929. Featherflußwerk. Lageplan.
Maßstab 1:4000.
(Abb. 929/930 Eng. Rec. 1910.)

Rohrverbindungen und Abzweigungen. Besondere Aufgaben ergeben sich bei der Herausführung von Druckrohrleitungen aus der Wasserfassung oder dem Wasserschloß, ferner bei der Auflösung einer einzelnen Rohrleitung in mehrere, ein Fall, der außer am Eintritt ins Krafthaus auch noch dort vorkommt, wo aus früher berührten Gründen (S. 155) eine Hochdruckleitung von einer gewissen Druckhöhe ab in zwei Stränge aufgelöst weitergeführt wird.

Die einfachste Lösung der Wasserschloßausführung ist die bei dem Werk Heimbach und dem Löntschwerk verwirklichte (Abb. 458 und 487/488): die Druckrohre sind hier einfach mit starken, kräftig verzahnten Betonpfropfen, in denen sie selbst durch aufgenietete Rippen fest verankert sind, in den verlängerten Druckstollen eingesetzt. Diese Lösung ist besonders da angebracht, wo man mit wenigen Hauptleitungen bis an die Turbinenanlage hinabsteigt, um erst dort die Auflösung in einzelne Speiseleitungen nach der Anzahl der Turbinen vorzunehmen.

Wo man dagegen, und das wird besonders bei geringem Abstand zwischen Wasser-

Digitized by Google

schloß und Turbinenanlage vorteilhaft sein, schon vom Wasserschloß ab in einzelne Turbinenzuleitungen auflöst, würde man mit dem Anschluß an den Felsstollen bei einer größeren Anzahl von Einheiten leicht Schwierigkeiten, mindestens unverhältnismäßig erhöhte Kosten bekommen. Für diesen Fall stellt eine Ausführung, wie sie am Featherfluß gewählt ist, dann eine besonders geeignete Lösung dar (Abb. 929, 930). Aus dem unter einem größten Betriebsdruck von 61 m Wassersäule stehenden Stollen ist hier ein nächtiges 5,1 m weites Stahlblechrohr herausgeführt, und erst von diesem sind die 8 (vorläufig nur 4) Turbinenhauptleitungen nebst einer kleinen Erregerzuleitung durch aufgenietete Stahlgußformstücke abgezweigt. Erst hinter diesen einzelnen Abzweigstücken folgen dann die üblichen Abschlußschieber. Das Hauptrohr selbst, am Berghang annähernd wagrecht verlegt, biegt hinter der für die letzte Turbinenzuleitung vorgesehenen Abzweigstelle bergaufwärts um, nachdem es sich bis auf 2,70 m Durchmesser verjüngt hat, und steigt in dieser Weise wieder in die Höhe nach einer, den Entlastungsschacht ersetzenden Überfallkammer. (Vgl. auch S. 1221.)

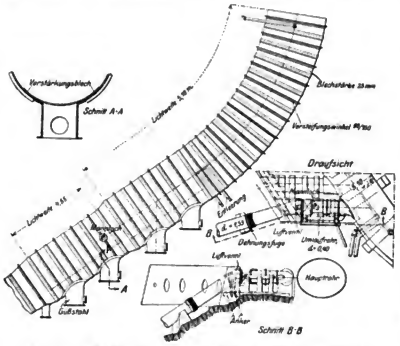


Abb. 930. Featherflußwerk. Ausführung der Druckleitung aus dem Stollen. Maßstab 1:375.

Verzweigungen von Druckrohrleitungen auf halbem Wege kommen bei Anlagen von sehr großem Gefälle in Betracht, wo man bei Weiterführung des Durchmessers der oberen Rohrstrecke im unteren Teile zu große Wandstärken bekommen würde (über 30 mm ist man bisher, auch bei Anwendung geschweißter Rohre, fast nie gegangen; als Ausnahme sei die Druckleitung des Werkes d'Orlu mit 45 mm Wandstärke erwähnt (vgl. S. 153). Solche Verzweigungen werden durch Hosenrohre bewerkstelligt, die neuerdings gewöhnlich aus weichem Stahlguß hergestellt werden und die nach Möglichkeit schlank ausgebildet werden, damit Stöße und Druckverluste vermieden werden. Zur Aufnahme des starken auftretenden Wasserschubes müssen die Verzweigungsstellen immer nach einem Festpunkt der Leitung verlegt werden. Ausgeführt sind solche Verzweigungen u. a. in Vouvry, Ackersand, Cedegolo am Adamello, Ogden (Utha) (vgl. auch Tab. 9, S. 1162 und Abb. 1275).

Die Verzweigungen am Turbinenhaus, meist verbunden mit starken und schnellen Richtungswechseln der Rohrleitungen, verlangen besonders starke Verankerungen.

Inbezug auf die Übertragung des auf dem geschlossenen unteren Rohrende lastenden großen Wasserdruckes sind zwei grundsätzlich verschiedene Anordnungen möglich: Festlegung des Endstückes in einem Verankerungsklotz (Abb. 932) oder sog. fliegende Anordnung des Rohrstumpfes (ausgeführt u. a. am Werk Chippis, Schw. Bztg. 1911, Bd. 58, Nr. 8ff.). Die letztere Anordnung stellt natürlich bei großen Druckhöhen bedeutende Anforderungen an die Güte der Rohrverbindungen, die den vollen Zug von dem freien Stumpfende nach dem nächst oberen, meist an der Umlenkung gelegenen Verankerungsklotz zu übertragen haben. Dafür aber macht diese Anordnung den Einbau von Ausdehnungsmuffen auf dieser unteren Strecke entbehrlich und bietet die größere Sicherheit gegen Zwängsspannungen. Ganz allgemein sind natürlich die Ansprüche an die Genauigkeit der Verlegung bei den Rohrverzweigungen am Maschinenhaus besonders groß, weil vielfach

Digitized by Google

schon die Fundamente der Turbinen gebaut sein werden, ehe die Rohrleitung fertig verlegt ist. Außerdem ist der für die Krümmer, Abzweige usw. zu verwendende Baustoff, Gußstahl, gegen Montagespannungen besonders empfindlich, und es ist festzustellen, daß gerade hier an den Übergangs- und Anschlußstücken zu den Turbinen der wundeste Punkt einer jeden Hochdruckleitung liegt: Die überwiegende Zahl aller an Druckleitungen vorgekommenen Unfälle ist auf den Bruch von Anschlußflanschen, Krümmern, Schiebergehäusen usw. zurückzuführen (vorgekommen beispielsweise im Kubelwerk, Sillwerk, bei Innsbruck, in St. Cézaire, Wiesberg u. a. m.). Von den angeführten Fällen ist derjenige von St. Cézaire und von Wiesberg besonders lehrreich. Im ersten Falle war die ungenügende Verankerung eines Krümmers Ursache des Auftretens ungewöhnlicher Biegungsbeanspruchungen, die dann erst den Bruch veranlaßten. Im zweiten Falle wurde ein senkrecht von der Hauptzuleitung nach oben abzweigender Anschlußflansch dadurch ab-

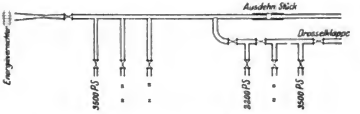


Abb. 931. Anordnung der Verteilleitungen am Sillwerk.

gerissen, daß diese, nicht genügend versteifte Hauptzuleitung sich beim Füllen, noch ehe der volle Wasserdruck erreicht war, abplattete und den Flansch unmittelbar abriß. Man muß also bei der Verlegung dieser Zweigleitungen sehr sorgfältig darauf achten, daß Zwängsbewegungen unter dem Einfluß des Wasserdruckes durch feste Einmauerung vollkommen verhindert werden, ohne dabei die Beweglichkeit gegenüber Wärmedehnungen aufzugeben. Darum ist es auf alle Fälle gut, wenn man die Zweigleitungen zwischen Hauptleitung und Turbine nicht zu kurz ausbildet und womöglich Krümmungen einlegt, so daß eine gewisse Nachgiebigkeit gegen die trotz aller Vorsichtsmaßregeln nicht ganz auszuschließenden Zwängsspannungen gewährleistet ist. Wo man es aus anderen Gründen nicht vermeiden kann, die Hauptleitungen in nächster Nähe der Turbinen, etwa wie in Wiesberg, unter diesen, anzuordnen, muß man dann in jede einzelne Zuleitung eine Ausdehnungsbüchse einsetzen, wie es in der erwähnten Anlage auch nachträglich geschehen ist.

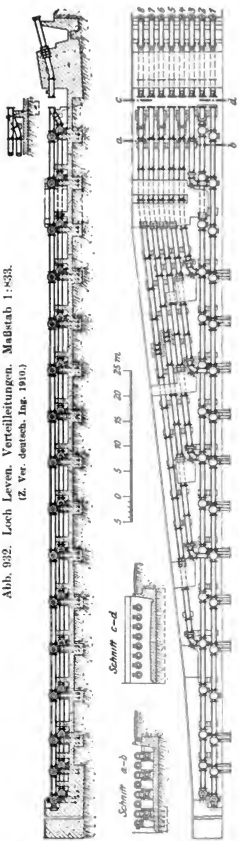


Abb. 932. Loch Leven. Verteilleitungen. Maßstab 1:833. (Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

Als Baustoff kommt unter diesen schwierigen Verhältnissen für die Formstücke nur das Beste, das ist: weicher Siemens-Martin-Stahlguß in Frage, und es verdient hervorgehoben zu werden, daß man es in neuerer Zeit versteht, nach dem Schweißverfahren sehr große

Digitized by Google

und gleichzeitig mehrere Abzweige umfassende Stücke in einer den höchsten Ansprüchen in bezug auf Genauigkeit und Güte entsprechenden Weise herzustellen (vgl. Abb. 886).

Die Anordnung der Leitungen vor dem Krafthaus und die gegenseitige Verbindung und Kreuzung stellen unter Umständen schwierige Aufgaben, wenn es sich darum handelt, eine zahlreiche Schar ankommender Falleitungen einzuführen.

Eine einfache, aber nur für bestimmte Betriebsverhältnisse ausreichende Lösung stellt die im Löntschwerk (Abb. 498 bis 501) und auch sonst vielfach ausgeführte dar: die ankommenden Hauptleitungen sind hier auf gleicher Höhe parallel vor der Front des Turbinenhauses hergeführt und eine nach der anderen, von innen nach außen fortschreitend, an die auf sie entfallende Zahl von Turbinen durch Zweigstücke und Krümmer angeschlossen. Bei dieser Anordnung ist im Zeitpunkt der Außerbetriebsetzung einer Rohrleitung gleichzeitig auch ein entsprechender Teil der Turbinenanlage stillgelegt: Das wird in vielen Fällen unerwünscht, in manchen unzulässig sein. Man muß dann mindestens eine aushilfsweise Verbindungsleitung anordnen, wie z. B. im Sillwerk der Stadt Innsbruck nachträglich geschehen (Abb. 931). Man kann auch wie im Kubelwerk (Abb. 444) eine gemeinsame Hauptverteilungsleitung für die verschiedenen ankommenden Fallstränge vorsehen. Aber solange man sich auf einen einzigen Verteilungsstrang beschränkt, ist das wieder in Rücksicht auf die Betriebssicherheit weniger vorteilhaft.

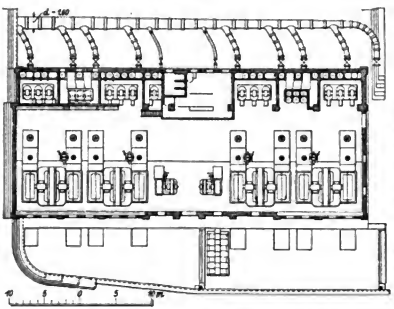


Abb. 933. Kernflußwerk, Grundriß (Schnitt: Abb. 964). Maßstab 1:600. (Eng. Rec. 1907.)

Eine Anordnung, die bei möglichster Sparsamkeit größte Betriebssicherheit bietet und die für große Werke sehr zu empfehlen ist, findet sich bei dem Elektrizitätswerk Loch Leven ausgeführt, Abb. 932. Von den hier vorhandenen 8, je 1900 mm weiten Rohren sind die zwei der Turbinenanlage am nächsten gelegenen zugleich bestimmt, als Verteilungsrohre zu wirken. Zu diesem Zweck ist das zweite Rohr unmittelbar hinter den bei *c*, *d*, in Abb. 932, angebrachten Hauptabsperrschiebern nach unten gekröpft, ebenso jeder andere Strang gerader Ordnungsziffer. So war es möglich, die „ungeraden" Rohre über das Rohr „2" hinweg durch Krümmer und Stutzen mit dem Rohr „1", die geraden aber in gleicher Weise mit dem Rohr „2" zu verbinden und außerdem vom letzteren Abzweigstücke nach einer jeden der aufgestellten 8 Turbinen zu entsenden. Auf diese Weise ist erreicht, daß man nach Abschluß der entsprechenden Schieber die ganze Anlage entweder nur aus Verteilungsleitung „1" und den übrigen Rohren ungerader Ordnungsziffer oder aus Leitung „2" mit den „geraden" Zuleitungen speist, während man natürlich im gewöhnlichen Betrieb, zur Verminderung der Gefällsverluste, beide „Verteilungsleitungen" in Gebrauch nehmen wird. Beachtenswert an dieser Ausführung ist noch die schräge Grundrißanordnung der Rohre (vgl. auch Brusiowerk, Abb. 1002/03), die gegenüber jeder anderen Möglichkeit, etwa: durch wagrechte Kröpfung die Länge der Zuführungsstutzen abzukürzen — den Vorzug der größten Einfachheit, Betriebssicherheit und der geringsten Druckverluste hat.

Hinsichtlich der Druckverluste ist weiter der schräge Abgang (Abb. 933) dem senkrechten (Abb. 498 bis 501, Löntschwerk) vorzuziehen, die Schwierigkeiten der Herstellung sind beim ersteren nicht so viel größer.

Digitized by Google

5. Die Betriebseinrichtungen von Triebwasserleitungen.

Der Betrieb der Kraftwasserleitungen verlangt besondere Einrichtungen für die Regelung des Wasserzuflusses, bzw. die völlige Absperrung desselben, ferner Vorrichtungen zum Ablassen des Wassers bei Stillstand der Turbinenanlage, zu Besichtigungszwecken usw. Ferner: Vorrichtungen zur selbsttätigen Abführung des überschüssigen Wassers während des Betriebes, Entlastungsanlagen, und schließlich Schutzeinrichtungen gegen das Eindringen von Geschiebe, Schwemmsel und Eis bzw. zur Abführung dieser schädlichen Beimengungen.

A. Absperr- und Reguliervorrichtungen.

Allgemeine Anordnung. Der natürliche Platz für die Anlage einer Absperrvorrichtung ist in erster Linie der Einlauf an der Wasserfassung (Beznau, Abb. 91, München, Abb. 292, Kubelwerk, Abb. 428/431) oder unmittelbar dahinter (Ventavon, Abb. 334, Brillane, Abb. 323/324, Binschinawerk, Abb. 680).

Über die Anlage und Ausgestaltung dieser Einlaßbauwerke wurde bereits im Abschnitt „Wehr- und Wasserfassung" das Nötige gesagt (vgl. S. 882) und es wurde dort auch festgestellt, daß bei den offenen Kanälen von Niederdruckwerken unter Umständen ein besonderer Abschluß entbehrt werden kann, allerdings nicht ohne nennenswerte Beeinträchtigung der Betriebsbequemlichkeit, so daß schon besondere Verhältnisse — Notwendigkeit die Schiffahrt durchzuführen u. a. m. — vorliegen müssen. In vielen Fällen, wo die Geländeverhältnisse es bedingen, daß ein offener Oberkanal nicht auf die volle Hochwasserhöhe der Wasserfassung eingedämmt werden kann, ist ein Abschluß ohnedies unbedingt notwendig (Wangen a. d. A., S. 410).

Diese Regel, daß der obere Kanalabschluß unmittelbar am Einlaß zu erstellen ist, hat freilich auch ihre Ausnahmen: Beim Kanal von Jonage, Abb. 829, ist beispielsweise das Regulierbauwerk erst 4 km hinter dem Kanaleinlaß errichtet, so daß also das obere Kanalstück vollkommen, auch für die Hochwasser der Rhône, offen steht. Das Vorbild dieses ersten großen Triebwerkkanals (1894 bis 1896) hat aber in dieser Beziehung seither nirgends mehr Nachahmung gefunden. Der Nachteil einer derartigen Anordnung liegt, abgesehen davon, daß sie die Trockenlegung des offen gelassenen Kanalstücks nicht zuläßt, vor allem darin, daß sie das unreine und mit Schwemmseln vermischte Wasser gleichsam wie in einer Sackgasse auffängt. Dadurch wird namentlich bei höheren Wasserständen, bei denen das Regulierbauwerk vielleicht schon den Zulauf drosseln muß, der Verschlammung dieses stärker gefüllten, daher langsamer durchströmten oberen Kanalstücks Tür und Tor geöffnet. Mindestens sollte man daher, wo besondere Betriebsanforderungen oder Bodenverhältnisse usw. eine Abwärtsverlegung des Abschlußbauwerkes nötig machen, bei diesem auch immer eine genügend groß bemessene Spülschleuse anbringen. Das ist z. B. im Entwurf des Werkes Schwabenheim (Abb. 314) vorgesehen, wo es nötig war, den Hochwasserabschluß unterhalb des Stauwehres anzuordnen, um das Einlaufstück des Oberkanals für die Hochwasserabführung auszunutzen.

Die zweite Stelle, wo in der Regel ein Abschluß in der Wasserzuleitung angebracht sein wird, ist das Wasserschloß, das bei Niederdruckwerken mit dem Turbinenhaus zusammenfällt, während es bei den Mittel- und Hochdruckanlagen von diesen durch die Druckrohrleitung getrennt ist. Im Gegensatz zum Einlaßabschluß, der eine Regulierung des Wasserzuflusses und gegebenenfalls Schutz gegen Hochwasserzudrang geben soll, dienen die Abschlüsse im Wasserschloß in der Regel nur gleich immer zur völligen Abschneidung des Wasserzuflusses und sie kommen daher nur in ungewöhnlichen Betriebsverhältnissen, hauptsächlich als Sicherheitsabschlüsse in Wirkung. Das gleiche gilt im allgemeinen von den Abschlußschiebern, die in der Regel in das untere Ende von Druckrohrleitungen, als dritte Hauptabschlußstelle eingebaut werden. Diese unteren Rohrabschlüsse können entweder unmittelbar vor den Turbinen eingebaut sein (Löntschwerk, Abb. 498 bis 501).

Digitized by Google

Oder aber sie werden unmittelbar oberhalb des ersten der von den einzelnen Druckrohren abzweigenden Turbinenspeiserohre in einheitlicher Gruppe angelegt (Loch Leven, Abb. 932). Die erstere Anordnung hat den Vorteil, daß die Schieber im Maschinenhaus, also leicht zugänglich sind und vor allem, daß sie erheblich kleiner, leichter und billiger ausfallen, weil die Durchströmungsgeschwindigkeit hier erheblich höher genommen werden kann. (Beispielsweise werden die Schieber des Löntschwerkes mit 6 m/sek Geschwindigkeit belastet bei 60 cm Lichtweite und 2,5 cbm/sek größter Beaufschlagung, während die 1,25 m weiten Schieber des Werkes Loch Leven mit nur 1,70 cbm/sek Beaufschlagung je Turbine im ungünstigsten Falle, d. h. wenn von den 8 Hauptleitungen 4 ausgeschaltet sind, nur mit 4,3 m/sek durchströmt werden). Dagegen sind freilich folgende Nachteile mit der Anordnung der Schieber im Turbinenhause verbunden: Wenn Ausbesserungen an den Rohrverzweigungen vor dem Turbinenhaus notwendig werden, so ist man genötigt, immer erst die ganze Rohrleitung leerlaufen zu lassen, was bei langen Leitungen einen Verlust an Zeit und Betriebswasser bedeutet. Wenn dann gar wie in Loch Leven die unteren Rohrabschlüsse als selbsttätige Rohrbruchsicherungen ausgebildet werden, so ist der Platz oberhalb der Abzweigung der Speiseleitungen unbedingt der gegebene, weil bekanntlich die meisten Rohrbrüche eben gerade unterhalb dieser Stelle eintreten. Auch dieser letztere Gesichtspunkt gewinnt erst eigentlich Bedeutung bei sehr langen Druckrohrleitungen, und so mag die Entscheidung in den beiden angeführten Fällen mit aus den sehr verschiedenen Abmessungen der Anlagen, beim Löntschwerk rd. 900 m, Loch Leven rd. 1900 m Rohrlänge, zu erklären sein.

Außer an den angeführten drei Stellen (Einlauf, Wasserschloß, Krafthaus) können Abschlußvorrichtungen hier und da auch noch mitten im Zuge von Oberwasserleitungen, oder Druckrohren nötig werden. Anlaß dazu bieten z. B. Abzweigungen oder Vereinigungen mit anderen Kanälen (München-Südwerk, Rückstauschleuse im Kanal der Isarwerke und vor der Abzweigung des Auermühlbachdükers (S. 480) und möglicherweise auch Kunstbauten: Düker, Brückenkanäle usw., die in eine lange Oberwasserleitung eingeschaltet sind. Solange es sich um Kanäle kleinen Querschnitts handelt, die Abschlußbauten also nicht unverhältnismäßig teuer werden, wird man hier gerne die Möglichkeit vorsehen, das betreffende Bauwerk bei kleineren Ausbesserungen für sich absperren und entleeren zu können, ohne erst die ganze nach oben und unten anschließende Kanal-, Stollen- usw. -Strecke abzulassen. Immer muß man derartige Abschlüsse in Rohrleitungen anbringen, die abwechselnd aus hölzernen und eisernen Röhrenstrecken zusammengesetzt sind, weil darauf gehalten werden muß, die Holzleitungen im Interesse ihrer besseren Erhaltung so kurz als nur irgend möglich ohne Wasserfüllung stehen zu lassen.

Ausbildung der Abschlußvorrichtungen. Bei Abschlüssen aller Arten von Triebwasserleitungen ist es eine grundsätzliche Forderung, daß der Wasserweg möglichst glatt durchgeführt, scharf vorspringende Teile nach Möglichkeit vermieden werden. Dies nicht nur mit Rücksicht auf die Vermeidung unnötiger Gefällsverluste, sondern, namentlich bei den Schützen und Schiebern von Hochdruckanlagen, viel mehr noch aus dem Grunde, daß Ablagerungen von Sand und Schlamm, die die Gangbarkeit und Haltbarkeit der sich aufeinander reibenden Teile mit der Zeit beeinträchtigen können, Wirbelbildungen, Einschnürungen, und in ihrem Gefolge: übermäßig heftiger Wasserangriff, nach Möglichkeit vermieden werden. Zur Verminderung der Baukosten kann dabei unter Umständen die Durchströmungsgeschwindigkeit wohl über das für die übrige Zuleitungsstrecke festgesetzte Maß erhöht werden, wenn durch vollkommen gleichmäßige Querschnittsüberführung dafür gesorgt wird, daß allzu große Stoßverluste vermieden werden[1]).

Unter diesen Gesichtspunkten wird man beispielsweise eine Bauweise mit schlanken, glatt durchgeführten, vorn zugespitzten Eisenbetonpfeilern, wie sie bei den Münchener Wasserkraftanlagen mehrfach verwendet sind (Abb. 280/282, 288, 296, 601) der in den romanischen Ländern noch vielfach beliebten Anwendung von massigen überwölbten Mauerpfeilern als überlegen ansehen müssen (Einlaß Ventavon, Abb. 337). Darum zeigen ferner gut ausgebildete Rohreinläufe eine kräftig entwickelte Trichter- oder Trompetenform, obwohl dabei die Abschlußschützen erheblich größer ausfallen, als es dem anzuschließenden

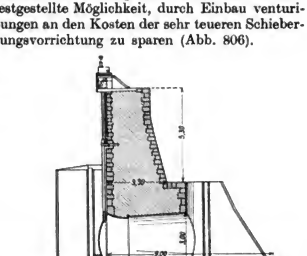
[1]) Versuche von J. W. Smith und Herschel in Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1895, paper 760, für Druckleitungsschieber.

Digitized by Google

Rohrquerschnitt entspricht. Darum hat man weiter in höchster Steigerung des Grundsatzes bei den Turbineneinlaßschiebern des Löntschwerkes die hohe Dauergeschwindigkeit von 6 m/sek möglich gemacht, indem man (Abb. 807) an den Schieberteller einen besonderen Übergangsring anfügte, der bei offenem Schieber die Lücke des Schiebergehäuses überbrückt und so eine vollkommen glatte Wasserbahn herstellt.

Schon diese wenigen, als Haupttypen angezogenen Beispiele lassen klar erkennen, daß ein gewisser Widerstreit zwischen der Forderung möglichster Sparsamkeit und derjenigen guter hydraulischer Ausbildung besteht, der im gegebenen Einzelfall richtig ausgewogen sein will. Doch muß festgestellt werden, daß diese beiden Gesichtspunkte sich unter manchen Verhältnissen ohne weiteres sehr gut vereinigen lassen. Es sei hier an die Sparsamkeit schlanker Betonpfeiler (München, Abb. 280, Freiburg, Abb. 601) erinnert, und an die schon bei den Talsperrenauslässen festgestellte Möglichkeit, durch Einbau venturimeterartiger Flanschstücke in Druckrohrleitungen an den Kosten der sehr teueren Schieberanlagen und namentlich auch ihrer Bewegungsvorrichtung zu sparen (Abb. 806).

Der zweite wichtige Grundsatz für die Ausbildung der Abschlüsse ist: Standfestigkeit. Von den auf der Hand liegenden unmittelbaren Wirkungen des Wasserdrucks, die einfach zu berechnen und in Konstruktionsgliedern aufzunehmen sind, soll hier nicht weiter gesprochen werden, dagegen muß mit Nachdruck auf die Frage der Sicherheit des Abschlusses gegen Unterquellung durch Druckwasser hingewiesen werden. In Kanälen mit starkem Außenhochwasserstand und gar in Druckstollen wird sich bei der Entleerung hinter dem geschlossenen Abschlußwerk der volle Außendruck auf Sohle und Wände geltend machen. Darum muß die Stollenauskleidung auf eine ausreichende Länge druckfest aufgebaut, unter Umständen mit Eiseneinlagen versehen werden, wie dies z. B. bei der Urfttalsperre, auf 50 m Länge, geschehen ist, und darum müssen die Abschlußbauten von Werkkanälen in sorgfältiger Weise durch tiefgreifende Betonsporen, Spundwände und auf- und abwärts anschließende dichte Betonsohlschalen, die abwärtigen vielleicht noch, wie in Ventavon eisenbewehrt, gedichtet werden. Sie sind in ähnlicher Weise zu behandeln wie eine Stauwehranlage, der sie ja auch in der Bauweise und Wirkung nahe verwandt sind



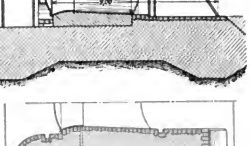


Abb. 934. Regulierschleusen des Werkes Jonage. Ursprüngliche Ausführung. Maßstab 1:230. (Génie Civil, Bd. 28.)

Als lehrreiches Beispiel ist in Abb. 934 und 935 das Abschlußwerk des Kanals von Jonage wiedergegeben, das kurze Zeit nach seiner Erbauung durch Unterspülung zerstört und dann in wesentlich verstärkter und verbesserter Form neu gegründet wurde. —

Nach diesen allgemeinen Gesichtspunkten käme als dritter jetzt noch die Frage nach der Wahl der Verschlußform und der Bewegungsvorrichtung. Für die großen offenen Kanäle kommen in erster Linie einfache Schützenkonstruktionen in Betracht, die sich hier in sehr wirtschaftlicher Weise ausbilden lassen, weil in der Regel eine beliebig weitgehende Unterteilung der abzusperrenden Lichtweite durch Pfeilereinbauten zulässig ist. Dabei dürfen diese Pfeiler wiederum ihrerseits in Abwesenheit heftiger Strömungen verhältnismäßig schwach gehalten werden. Die verschiedenen Arten großer einheitlicher Verschlüsse, die im Abschnitt über bewegliche Wehre (S. 789) ausführlich be-

Digitized by Google

sprochen wurden, kommen als Kanalabschlüsse nur dort in Betracht, wo gleichzeitig etwa noch Schiffahrt oder Flößerei zu berücksichtigen ist: Sperrtore im Dortmund-Ems-Kanal (S. 837), Walzenabschluß in Schwabenheim (Abb. 314). Doch ließen sich hier diese verhältnismäßig teuren Bauweisen wohl meistens vorteilhafter wieder durch Schützenwehre mit umlegbaren Böcken oder quer zum Kanal ausfahrbaren Losständerbrücken u. dgl. ersetzen, wie etwas Ähnliches beispielsweise bei dem Abschlußwerk des Kanals von Langweid (Abb. 253/254) ausgeführt ist.

Bei der Unterteilung der Kanalbreiten in einzelne Schützenstellungen sollte man nicht zu weit gehen, weil dabei der Gewinn am Gewicht der Schützen bald wieder durch die Mehrkosten der Pfeiler und vor allem der Aufzugsvorrichtungen, auch durch die mit der Vielgliederigkeit der Konstruktion wachsenden Unterhaltungskosten aufgewogen wird. Neben den einen guten Mittelweg einhaltenden Ausführungen in München, Wangen a. A. (Abb. 288, 296 und Abb. 220/221) sei als ein durch die Einfachheit und Wirtschaftlichkeit der Durchführung besonders hervorstechendes Beispiel der Kanaleinlaß des Werkes in der Aue bei Baden (Abb. 594) genannt.

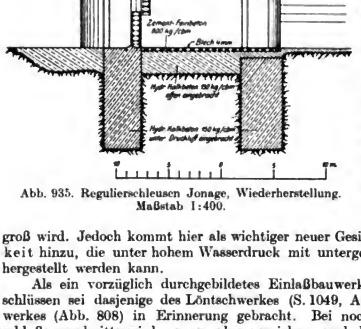


Abb. 935. Regulierschleusen Jonage, Wiederherstellung. Maßstab 1:400.

Auch bei Stollenabschlüssen kann, wo es sich um große Verschlüsse handelt, eine Unterteilung (vgl. Shoshonesperre, Abb. 736) von Nutzen sein. Bei kleinen Überdrücken sollte man aber dabei durch Beweglichmachen der Zwischenstützen eine Querschnittsverengung während des Betriebes ausschließen. Bei Druckstollen wären Unterteilungen der Abschlußkonstruktionen an sich besonders vorteilhaft, weil die Beanspruchung der Konstruktionsglieder und der Kraftbedarf der Hebung hier leicht unangenehm groß wird. Jedoch kommt hier als wichtiger neuer Gesichtspunkt die Frage der Dichtigkeit hinzu, die unter hohem Wasserdruck mit untergeteilten Abschlußtafeln nur schwer hergestellt werden kann.

Als ein vorzüglich durchgebildetes Einlaßbauwerk mit großen einheitlichen Abschlüssen sei dasjenige des Löntschwerkes (S. 1049, Abb. 484/485), auch des Adamellowerkes (Abb. 808) in Erinnerung gebracht. Bei noch größeren Abmessungen der Abschlußquerschnitte wird man es aber vorziehen, auch hier zur Unterteilung überzugehen, die dann in vielen Fällen zweckmäßig durch Schaffung örtlich verteilter kleiner, aber zahlreicher Einläufe in Einlauftürmen (Featherwerk, Abb. 810, und Klein-Bärental, Abb. 797) bewirkt werden kann.

Die hohen auftretenden Beanspruchungen stellen an den Baustoff und die Durchbildung der Abschlüsse von Druckstollen und Druckleitungen besondere Anforderungen. Hierbei ist nicht nur an die Flächendrücke und Reibungskräfte zu denken, sondern namentlich auch an die bei Regulierverschlüssen leicht auftretenden heftigen Schwingungen. Diese Verhältnisse und namentlich der stark wachsende Kraftverbrauch tragen mit dazu bei, die Hubschützen bzw. Schieberverschlüsse in den druckhaften Leitungen etwas zurückzudrängen, wenigstens soweit es sich um Verschlüsse handelt, die betriebsmäßig oft und schnell geschlossen werden müssen. Hier treten für Druckstolleneinlässe in erster Linie Segmentschützen (vgl. S. 1049) und für Druckrohrleitungen: Drosselklappen, in Zukunft vielleicht auch der von Bachmann entworfene entlastete Segmentschieber (Abb. 804), oder zweckmäßig weitergebildete Zylinderschützen[1]) (Abb. 805)

[1]) 1,2 m weite Zylinderschieber, die freilich eine etwas unvollkommene Wasserführung haben dürften, sind an der Crotonstaumauer im Betrieb (Eng. Rec. 26. X. 1907).

Digitized by Google

überall da mit Vorteil ein, wo nicht auf unbedingt höchste Dichtigkeit gehalten zu werden braucht. Man sollte übrigens erwarten dürfen, daß diese an sich so vorteilhaften Anordnungen auch inbezug auf Dichtigkeit bei entsprechender Ausbildung (Segmentschütz mit Anpressung oder Labyrinthdichtung, vgl. S. 1053, Drosselklappen nach Abb. 936) auch weitgehende Ansprüche befriedigen können (vgl. auch die Auslaßdrosselklappen des Clöntaler Sees, S. 1062, Abb. 477/479).

Zur Verminderung der Antriebskräfte und zur Schonung des Materials ist es in vielen Fällen nützlich Entlastungsklappen (Abb. 811) oder, bei Schieberverschlüssen in geschlossenen Rohrleitungen: Umlauf-Füllschieber einzubauen (Abb. 736, 366, 367). Die Versäumnis dieser Vorsichtsmaßregel kann in Rohrleitungen mit hohem Betriebsdruck zu schweren Schäden führen; so wird in Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 957ff. von der unter rd. 300 m Überdruck stehenden Schieberbatterie des Werkes Loch Leven berichtet, daß von Anfang an mehrfach Brüche der Dichtungleisten beim Öffnen der einseitig belasteten Schieber vorgekommen seien und in einem anderen, dem Verf. d. B. bekannt gewordenen Falle wurde in einem österreichischen Werk mit rd. 140 m Betriebsdruck infolge zu schnellen Öffnens des Hauptschiebers der Deckel der Turbine durchschlagen, weil versäumt worden war, vorher den Füllschieber in Tätigkeit zu setzen. (Dieser Fall zeigt zugleich, daß strenge Betriebsvorschriften, besser vielleicht noch mechanische Verriegelungsvorrichtungen notwendig sind, um das Personal zu zwingen, die vorgesehenen Umlauf- und Entlastungsvorrichtungen auch wirklich zu benützen.

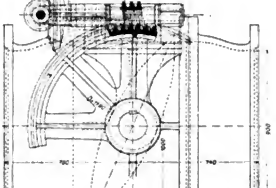


Abb. 936. Drosselklappe (Ausführung Sulzer) im Werk Engelberg. Maßstab 1:25.
(Schweiz. Bauztg., Bd. 48.)

Antrieb der Abschlußvorrichtungen. Für Verschlüsse, die nur gelegentlich verstellt werden müssen, und auch für solche kleineren Umfangs bei Werkkanälen geringerer Bedeutung wählt man in der Regel Handantrieb (wobei, um dies ein für allemal festzustellen, nur darauf gehalten werden sollte, die früher bei Schützenverschlüssen vielfach verwendeten Kammzahnstangen mit exzentrisch angreifendem Zahndruck durch solche mit Triebstockverzahnung („Leiterzahnstangen") zu ersetzen: Die ungünstigeren Abnutzungsverhältnisse der letzteren Verzahnungsart kommen bei den selten bewegten Schützenanlagen nicht in Betracht, dafür wird aber der an alten Schützeneinrichtungen häufig zu beobachtende Mißstand, daß die Zahnstangen durch den einseitigen Zahndruck verkrümmt werden, vermieden.

Für Kanaleinlässe von größerer Bedeutung und unter Betriebsverhältnissen, wo eine ständige Regulierung des Zuflusses nötig ist, wählt man heutzutage mit Recht gerne den elektrischen Antrieb, wobei man unter Umständen die Anschaffungskosten der Motoren durch Verwendung fahrbarer Motorenwagen, wie unter Wehranlagen (S. 822) beschrieben, vermindern mag.

Für Verschlüsse in Druckstollen oder Druckrohrleitungen kommt neben dem elektrischen Antrieb auch vielfach der hydraulische in Anwendung. Seine besonderen Vorzüge: Einfachheit der maschinellen Anordnung, große, innerhalb gewisser Grenzen dem augenblicklichen Bedarf in weitgehender Weise anzupassende Kraftleistung, Störungsfreiheit und Möglichkeit des Betriebs unter Wasser (Albulawerk, S. 909) empfehlen ihn hier besonders. Weitere Gesichtspunkte bei der Auswahl sind: Vorhandensein natürlichen Druckwassers in der erforderlichen hohen Reinheit oder, bei Schieberanlagen in Maschinenhäusern: die Anwesenheit einer für die Turbinenregelung ohnedies notwendigen Druckölanlage, und auf der anderen Seite, als für den elektrischen Antrieb unter Umständen

Digitized by Google

sprechend: die Abwesenheit dieser Vorbedingungen bei gleichzeitiger Nähe einer billigen Stromquelle, in erster Linie des Maschinenhauses selbst.

Aus diesen Gesichtspunkten ist z. B. die Anwendung des elektrischen Antriebs in der Wasserfassung des Löntschwerkes (Abb. 484) und bei der Druckrohranlage des Werkes

Abb. 937. Abschlußschieber.

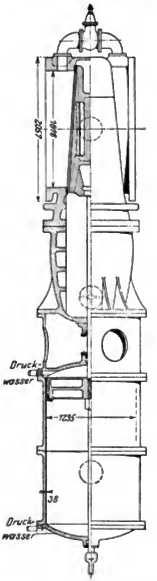


Abb. 938. Grundriß und Längenschnitt.

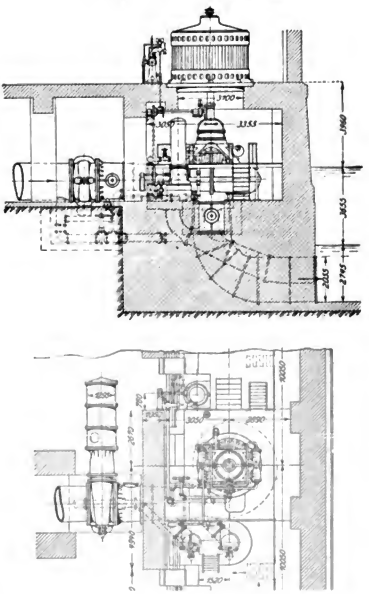


Abb. 937/938. Werk Duluth. Turbinenanlage.
Maßstab 1:60 und 1:200.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

Rochebut (Abb. 366, 367), beides übrigens in vorbildlicher Weise durchgearbeitete Ausführungen, zu beurteilen. Ferner ist aus ihnen die Vorliebe verständlich, mit der alle größeren Schiebergarnituren in Krafthäusern mit hydraulischer Betätigung gebaut werden (Löntschwerk, Abb. 807, Loch Leven, Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 957ff.). Wie einfach

Digitized by Google

sich dabei die Schiebereinrichtung selbst bei Abschlüssen von sehr großen Rohren und unter bedeutenden Wasserdrücken gestaltet, geht in augenfälliger Weise aus Abb. 937, 938 hervor, die einen unter 108 m Wasserdruck arbeitenden, 1676 mm weiten Turbinen-Abschlußschieber des Werkes Duluth zeigt. (Dieser durch seine gewaltigen Abmessungen ausgezeichnete Schieber wiegt 31 t und ist, um den Raum gut auszunützen, liegend angeordnet, wobei das Gewicht des Schieberkeils durch eine Rollenführung aufgenommen wird. Sein Antrieb erfolgt durch Druckwasser aus der Turbinenzuleitung.)

Wo eigenes Druckwasser unter genügender Pressung nicht zur Verfügung stand, hat man auch wohl schon den Anschluß an die etwa in der Nähe verlegte Ortswasserleitung nicht verschmäht, wie im Kanderwerk (Schw. Bztg. Bd. 52, Nr. 11 ff.), oder man hat in Hinblick auf die sonstigen Vorzüge des hydraulischen Antriebs auch schon besondere, meist elektrisch betriebene Druckpumpen aufgestellt, die einen genügend hoch angelegten Behälter nach Bedarf auffüllen. Das ist z. B. bei der Wasserfassung des Albulawerkes (S. 909) zu sehen, wo die Abschlußschützen unter Wasser im Druckstollen arbeiten, und im Wasserschloß des Löntschwerkes (S. 715). Dort ist in Verbindung mit der oberen Druckkammer (Abb. 483) ein Wasserbehälter von 30 cbm Inhalt angelegt, der, ständig gefüllt gehalten, an den hinter dem Wasserschloß eingebauten, elektrisch-hydraulisch gesteuerten Drosselklappen (Abb. 791) einen Betriebsdruck von 40 m Wassersäule zur Verfügung stellt.

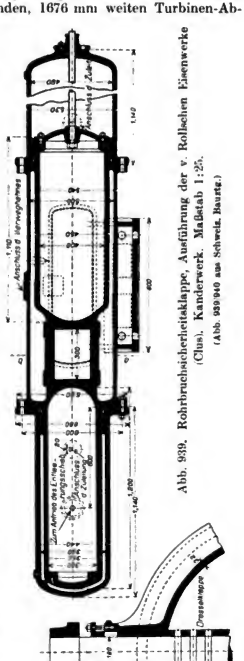


Abb. 939. Rohrbruchsicherheitsklappe, Ausführung der v. Rollschen Eisenwerke (Clus). Kanderwerk. Maßstab 1:25. (Abb. 939/940 aus Schweiz. Bauztg.)

Ein besonderer Vorzug des hydraulischen Antriebs ist die Leichtigkeit und Betriebssicherheit, mit der sich hier Fernsteuerung oder selbsttätige Wirkung erreichen läßt. — Solche ist zwar auch mit elektrischem Antrieb nicht ausgeschlossen, und z. B. bei dem Kanaleinlaß des Werks München-Süd (S. 476), auch beim Walzenwehr von Poppenweiler (S. 849) durchgeführt. Ferner ist sie mit Vorteil in der einfachen Form von Auslösefallschützen, als Rohrbruchschutz, bei drucklosen Oberwasserzuleitungen mehrfach angewendet, so in Jajce und, wenigstens vorgesehen: in Hohenfurth, wo die Schützen in gehobener Stellung von den Zahnstangen ab und auf eine von Hand oder elektromagnetisch lösbare Klinke gehängt werden können (vgl. auch S. 1301, Triebwerksanlagen). Dort freilich, wo es sich um Erreichung höchster Betriebssicherheit handelt und wo gleichzeitig die Konstruktionsgrundlagen so beschaffen sind, daß die hydraulische Betriebseinrichtung sich in gedrungener Form herstellen läßt, gibt man ihr heute allgemein den Vorzug. Diese Bedingungen treffen in erster Linie auf die Druckrohrleitungen zu, und es darf als anerkannte Regel bezeichnet werden, an deren oberem Ende einen Verschluß mit Fernsteuerung und gleichzeitig auch noch selbsttätig wirkender Steuerung anzubringen. Die Gefahren, die der Bruch einer Druckleitung für das untenliegende Werk und die Rohrbahn selbst heraufbeschwört, rechtfertigen diese in Vergleich mit den Gesamtanlagekosten

Digitized by Google

immerhin geringfügige Mehraufwendung. Es braucht hier nur an den Unfall des Kubelwerks erinnert zu werden (S. 660), das ursprünglich nur handbedienbare Verschlüsse vor der Staumauer hatte, und das erst durch die bittere Erfahrung eines Rohrbruches mit anschließender längerer Überflutung der Zentrale dazu veranlaßt wurde, die Schieber auf elektrische Fernsteuerung umzubauen.

An selbsttätig hydraulisch gesteuerten Verschlüssen sind zurzeit hauptsächlich zwei Formen im Gebrauch: das sog. Rohrbruchventil (Abb. 939) und die hydraulisch gesteuerte Drosselklappe (Abb. 940). Die erste Anordnung, ausgeführt u. a. in Schaffhausen (Abb. 519; Ackersand, Abb. 985; Andelsbuch, Abb. 828; Engelberg bei Luzern) ist eine rein selbstwirkende, für Fernsteuerung nicht geeignete, doch läßt sie sich auch im Notfall durch Hand verstellen. Der Schluß wird dadurch bewirkt, daß das bei Rohrbruch, Durchbrennen einer Maschine usw. mit ungewöhnlicher Geschwindigkeit nachströmende Wasser den Ventilkegel mitsamt dem angehängten Gegengewicht mitreißt, wobei der sonst unvermeidlich eintretende heftige Stoß durch eine eingeschaltete Flüssigkeitsbremse gemildert wird. Die Einrichtung ist einfach, wirkt sicher und gestattet ein Einstellen auf verschiedene Grenzgeschwindigkeiten, doch ist die Feinheit der Empfindlichkeit nicht sehr groß und der Druckverlust infolge der ungünstigen Form des Wasserweges jedenfalls nicht unbedeutend. Die zweite, u. a. im Löntschwerk (Abb. 936), im Kanderwerk und in Loch Leven (Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 957 ff.) eingebaute Vorrichtung ist zwar weniger einfach und teuerer in der Anschaffung, verlangt außerdem die Bereitstellung von Druckwasser oder Drucköl, hat aber dafür den Vorzug, sich mit größter Einfachheit auch gleichzeitig für Fernsteuerung ausnutzen zu lassen. Die Bewegung der Drosselklappe wird im Löntschwerk beispielsweise dadurch eingeleitet, daß ein mit einem Schaltrad verbundener Elektromagnet eingeschaltet wird, der einen kleinen Schieber in der Druckwasserzuleitung öffnet. Die Erregung des Elektromagneten wird entweder vom Maschinensaal aus betätigt oder sie wird bei Überschreitung der kritischen Wassergeschwindigkeit selbsttätig durch ein in das Druckrohr eingehängtes Widerstandspendel veranlaßt, dessen Ausschlag mit der Strömungsgeschwindigkeit im Innern des Rohres zu- und abnimmt und dessen durch das Rohr hindurchgeführte Achse eine Kontaktnadel trägt. (Dieselbe, zweiarmig ausgebildete, Nadel zeichnet gleichzeitig noch auf einer Registriertrommel dauernd die jeweiligen Ausschläge auf, so daß die Einrichtung gleichzeitig noch die Messung der verbrauchten Wassermengen besorgt.)

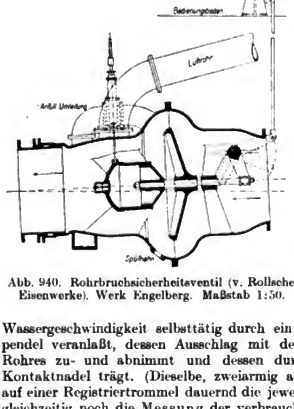


Abb. 940. Rohrbruchsicherheitsventil (v. Rollsche Eisenwerke). Werk Engelberg. Maßstab 1:50.

Im Zusammenhang mit den Rohrabschlüssen dürfen auch die Vorrichtungen zum Ein- und Auslassen von Luft nicht unberücksichtigt bleiben, die überall da notwendig werden, wo betriebsmäßig schnell zu betätigende Verschlüsse angebracht werden, also vor allem hinter den selbsttätigen Sicherheitsklappen am Wasserschloß. Hier muß die Rohrleitung gegen das Eingedrücktwerden durch den äußeren Luftdruck oder, wenn sie dazu an sich auch genügend versteift wäre, gegen stoßweises Abreißen der Wassersäule geschützt werden. Gleiche Gesichtspunkte sprechen für die Anwendung von Belüftungen an scharfen konvexen Knickpunkten.

Verwendet werden entweder Ventile oder Standrohre. Die ersteren dort, wo Standrohre zu teuer würden, also vor allem bei tiefer Lage der Rohrleitung unter dem Ruhespiegel. Solche Ventile sind mit Erfolg u. a. angewandt in Hohenfurth i. Böhmerwald (Techn. Blätter, Jahrg. 36, Nr. 1/2), in La Dernier (Abb. 894), Ogden (Abb. 941).

Digitized by Google

Da man diese Ventile aber praktisch nicht überall leicht in der wünschenswerten bedeutenden Weite herstellen kann, und da sie vor Störungen durch Einrosten, Verklemmen usw. nicht unbedingt geschützt sind, so vermeidet man sie mit Recht überall dort, wo Standrohre nicht gar zu teuer ausfallen.

Beispielsweise hat die (Holz-)Leitung des Weberflußwerkes (Eng. Rec. 2. IV. 1910), die in rd. 2200 m Länge unter bis zu 54 m Wasserdruck am Hang entlang geführt ist, durchweg Belüftungsrohre. Dieselben sind aber zum Schutz gegen Einfrieren nicht in der üblichen Weise als freie Standrohre ausgebildet, sondern im Rohrgraben den Berghang hinauf bis 1 m über Rohrdrucklinie geführt.

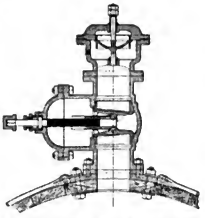


Abb. 941. Entlüftungsventil der (hölzernen) Druckleitung Ogden (Utha).
(Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1898.)

Die Gefahr des Einfrierens ist auch bei den Standrohren manchmal nicht genügend beachtet worden. Beispielsweise hat das Elektrizitätswerk St. Maurice, das freistehende Standrohre hat, in dieser Beziehung im Winter 1909/1910 schlimme Erfahrungen (mit Wasserschlägen) gemacht. Derartiges kann zwar in mitteleuropäischem Klima nur dann vorkommen, wenn die Zentrale längere Zeit sehr schwach belastet arbeitet, und wenn es gleichzeitig wegen Speicherung nicht zulässig ist, die Wasserströmung durch Ziehen eines Leerlaufschiebers in Gang zu erhalten, aber man wird im Hinblick auf Nachlässigkeiten der Bedienung usw. doch besser grundsätzlich alle freistehenden Standrohre, wo sie der Örtlichkeit wegen nicht eingegraben werden können, gut verschalen und heizbar machen. Das ist in vorbildlich zweckmäßiger und sparsamer Weise am Kanderwerk geschehen (Abb. 942), wo kleine elektrische Öfen die Heizung besorgen.

Wo die Standrohre nicht allzu eng sind, und wo das Betriebswasser seinem Ursprung nach (Seewasser, langer tiefliegender Stollen) immer einige Grad über Null hat, Verhältnisse, wie sie beispielsweise auch in Rochebut (Abb. 360) gegeben sind, darf man sich indes wohl auf die natürliche Zirkulation des Wassers verlassen, braucht mindestens nicht das ganze, vielleicht sehr lange Standrohr einzuschalen.

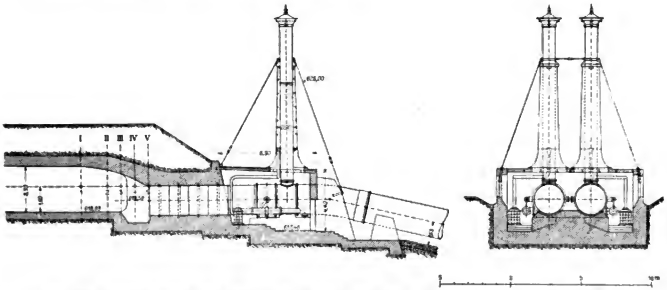


Abb. 942. Belüftungsstandrohre und Rohrbruchsicherungsklappe am Kanderwerk. Maßstab 1:300.
(Abb. 942 und 944 aus Schweiz. Bauztg.)

Mit aus diesem Grunde sollte man bei der Bemessung der Weite von Belüftungsrohren nicht eine übertriebene Sparsamkeit walten lassen, die bei den meist geringen Rohrlängen in gar keinem Verhältnis zu dem Risiko stünde, das man mit der Wahl zu

Digitized by Google

engen Rohren eingeht. Ein Verhältnis der Lichtweite von Standrohr und Druckleitung wie 1:2 bis 1:2,5 dürfte für die meisten Verhältnisse (Leitungsgefälle, Höchstgeschwindigkeit, Standrohrlänge sind hauptsächlich maßgebend) reichliche Sicherheit bieten (vgl. Kanderwerk und Rochebut, Abb. 941 bzw. 366/367).

Eine sehr geschickte Verbindung der Standrohrwirkung (Lufteinlaß) mit derjenigen eines selbsttätigen Rohrabschlusses zeigt ein (vorläufig noch nicht praktisch ausgeführter) Vorschlag von Bouchayer und Viallet-Grenoble[1]) (Abb. 943). Der Rohrabzweig ist hier als Heber ausgebildet. Vom Heberscheitel ist ein Belüftungsrohr nach einem wenig abwärts angelegten Standrohr geführt und die Abmessungen sind so gewählt, daß im gewöhnlichen Strömungszustand die Absenkung im Standrohr nie so weit geht, um der Luft den Zutritt nach dem Heberscheitel zu gestatten. Bei eintretenden Rohrbrüchen dagegen senkt sich der Standrohrspiegel unter die Öffnung des abzweigenden Belüftungsrohres, so daß Luft in den Heberscheitel eintreten kann, womit der weitere Wassernachdrang abgeschnitten ist. Das kleinere wagrechte, den Heberscheitel umgehende Druckrohr enthält einen von Hand zu bedienenden Absperrschieber und dient lediglich der Wiederauffüllung der Rohrleitung. Die Anordnung, die natürlich nur bei wenig schwankendem Oberwasserspiegel verwendet werden kann, hat den Vorzug, die großen kostspieligen mechanischen Abschlüsse zu vermeiden.

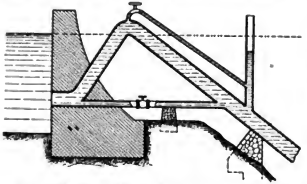


Abb. 943. Selbsttätiger Druckrohrabschluß mit Heber und Belüftung, Patent Bouchayer u. Viallet.

B. Leerlaufvorrichtungen.

Die Leerlaufvorrichtungen dienen außer zur Trockenlegung der Gerinne für gelegentliche Besichtigungen und Unterhaltungsarbeiten in der Regel auch gleichzeitig zur Ausspülung eingeschwemmter Sand- und Schlammassen, unter Umständen auch noch für die betriebsmäßige Abführung des überschüssigen Werkwassers. Sonst ist diese Aufgabe in der Regel den selbsttätig wirkenden Überfällen zugeteilt. Der Platz, wo die Leerläufe im einzelnen Falle anzulegen sind, bestimmt sich nach Betriebsrücksichten und nach den örtlichen Verhältnissen. Von letzteren hängen die Länge der von einem Leerlauf wegführenden Wasserableitung und die Schwierigkeit ihrer Herstellung, daher im ganzen: die Kosten natürlich in hohem Grade ab.

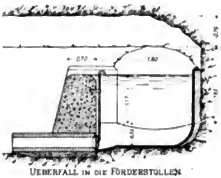
Der Platz der Leerläufe. Bei offenen Kanälen von nicht allzu großer Länge beschränkt man sich in der Regel darauf, einen Leerlauf am Ende, beim Krafthaus, bzw. im Wasserschloß anzulegen, wo ihm dann gleichzeitig die Aufgabe der Spülung der Rechenschwelle zufällt. Als zweiter Platz kommt an Wasserleitungen mit stärkerer Geschiebeführung das Einlaßbauwerk in Betracht, wo die unmittelbare Spülwirkung die Hauptaufgabe wird (vgl. S. 882). Bei sehr langen Kanälen wird man dann, um die zur Entleerung des Kanals notwendige Zeit abzukürzen, gerne noch an geeigneten zwischenliegenden Punkten Auslässe anordnen. Man wird dabei, immer unter sorgfältiger Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse, diejenigen Punkte berücksichtigen, wo größere eingeschaltete Kunstbauten, als: Düker, Brückenkanäle, Stollen usw. ohnedies vielleicht einen Entlastungsüberfall mit anschließendem Abschußgerinne notwendig machen, oder wo starke Querschnittsänderungen, z. B. vom Übergang aus einem Stollen in einen anschließenden gewöhnlich mit erweitertem Profil ausgestatteten offenen Kanal, eine stärkere Ausfällung des geführten Schlammes, Sandes usw. erwarten lassen.

Bei Stollenzügen sollte man besonders darauf halten, eine genügende Anzahl von Spül- und Entleerungsöffnungen zur Verfügung zu stellen. Von diesen bildet man

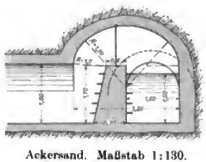
[1]) La technique moderne 1912, Nr. 1. D. R. P. 225 272.

Digitized by Google

dann einige durch Anordnung wasserdicht schließender Türen auch gerne zu Einsteigöffnungen aus, deren Vorhandensein bei etwaigen Stollenbesichtigungen als zeitsparend immer sehr wohltuend empfunden wird. Als Beispiele für Anlage und Ausführung sind zu nennen: Kubelwerk, Abb. 425, 432: Hohenfels bei Albbruck, Abb. 944; Gleenwoodwerk, Abb. 945, hier in Verbindung mit einem Sandfang; Löntschwerk, eigenartig wegen der Anordnung einer anschließenden Druckleitung mit doppeltem Drosselklappenverschluß und Mannloch zum Einsteigen in den betriebsmäßig unter rd. 40 m Überdruck stehenden Stollen.



Albbruck. Maßstab 1:100.



Ackersand. Maßstab 1:130.

Abb. 944. Entlastungsüberfälle an Freigefällstollen.
(Schweiz. Bauztg.)

Besonders zu berücksichtigen bei der Anlage derartiger Stollenentleerungen ist auch das Dasein etwa beim Stollenbau aufgefahrener und in den Stollen eingeleiteter Quellen: wo solche in größerer Zahl und Stärke vorkommen, muß man u. U. die Entleerungsvorrichtungen entsprechend reichlicher, und falls es sich machen läßt, möglichst in Nähe der Quellen vorsehen, um bei Ausbesserungsarbeiten im Stollen durch den ständigen Wasserzufluß nicht zu sehr behindert zu sein.

Bei Rohrleitungen braucht man an jedem Tiefpunkt der Strecke eine Entleerung, in der Regel einfache Handschieber; die Einsteigöffnungen werden besonders, als Mannlöcher, angelegt. Als Anschauungsbeispiele für die Anordnung solcher Rohrentleerungen seien genannt: Kubeldüker, Abb. 434, Duluth, Abb. 930.

Mehrfach hat man Rohrauslässe auch schon für selbsttätige Steuerung eingerichtet, um vielleicht nebenbei größere Unabhängigkeit in der Platzwahl zu erlangen. Solche selbsttätigen Rohrauslässe liegen z. B. dort vor, wo die sog. Druckregulierung, d. h. ein vom Turbinenregler beim Schließen der Leitschaufeln geöffneter Freilauf mit selbsttätiger Rückführung in die Schließstellung, angeordnet ist. Im Falle von Loch Leven stehen die selbsttätigen Auslässe in Verbindung mit den selbsttätigen Rohrbruchschiebern, die, am unteren Ende der Druckleitung angeordnet, bei ihrem plötzlichen Schluß eine gefährliche Drucksteigerung der dort 1900 m langen Rohrleitung veranlassen könnten — derartige Einrichtungen werden später im Abschnitt über Entlastungsanlagen im Zusammenhang besprochen.

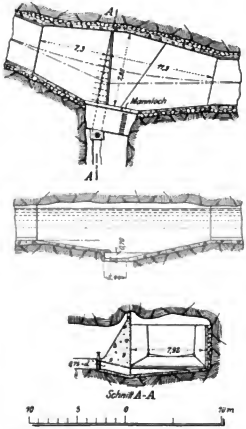


Abb. 945. Sandfänge im Stollen des Gleenwoodwerkes. Maßstab 1:450.
(Eng. Rec. 1910.)

Digitized by Google

Konstruktive Ausbildung der Leerläufe. Über die Durchbildung der Leerlaufverschlüsse von großen Kanälen ist nach den Ausführungen im Abschnitt über Wehranlagen (S. 792) Betriebseinrichtungen von Talsperren (S. 1045) und dem hier vorausgegangenen über Abschlüsse nicht mehr viel Neues zu sagen.

Bei der Querschnittsbemessung ist der bei der Anlage verfolgte Zweck maßgebend: Auslässe, die lediglich der Trockenlegung des Gerinnes dienen, brauchen nur so groß gemacht zu werden, daß sie alle zusammen die vollkommene Entleerung in 1 bis 2 Stunden ermöglichen, wobei für die Bemessung u. a. auch noch die Rücksicht auf die Länge, die Schwierigkeit der Herstellung und die Kosten des Abführungsgerinnes maßgebend sein muß. Auslässe, die gleichzeitig als Spülschleusen dienen sollen, müssen, wenn sie nicht nur eine ganz begrenzte örtliche Wirkung ausüben sollen, so groß bemessen werden, daß sie imstande sind, eine Wassermenge abzuführen, die der Höchstbeaufschlagung der Turbinenanlage gleichkommt, besser noch sie übertrifft. Denn erst, wenn der Auslaß imstande ist, die dieser Höchstbelastung entsprechende Strömungsgeschwindigkeit entweder allein oder im Verein mit einigen gleichzeitig laufen gelassenen Turbinen noch zu übertreffen, kann erwartet werden, daß die in der Oberwasserleitung in betriebsstiller Zeit niedergeschlagenen Ablagerungen in einigermaßen beträchtlichem Umfange angegriffen und abgeführt werden. Bei kleineren Gerinnen, Stollen und Rohrleitungen ist diese Forderung vielfach unschwer zu erfüllen, während man bei großen offenen Kanälen, man denke an Beznau mit $Q_n = 350$ cbm/sek, Rheinfelden mit 520 cbm/sek, zu unwirtschaftlich großen Abmessungen gelangen würde. Hier ist aber in der Regel auch die natürliche Spülung, soweit ein Bedürfnis überhaupt besteht, leichter durch Baggerungen oder wenigstens Nachhilfe mit Aufrühren der Ablagerungen zu ersetzen.

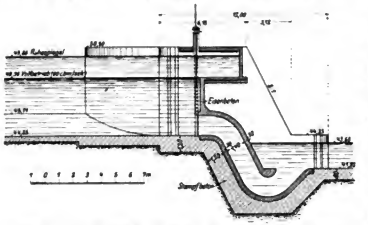


Abb. 946. Grundablaß mit Saugrohr. Werk San Giovanni Lupatoto. Maßstab 1:300.

Als ein vorzügliches Mittel, um mit verhältnismäßig geringen Kosten große Leistungsfähigkeit der Leerläufe zu erzielen, sei indessen die von Ingenieur Gregotti beim Werk San Giovanni Lupatoto bei Verona angewendete Saugrohranordnung, Abb. 946, 648, 649, hervorgehoben. Die dortige Leerlaufanlage besteht aus 8 je 1,5/1,5 m weiten Grundsaugern, die bei einem Nutzgefälle von 4,5 m und mit vielleicht 60% Wirkungsgrad 100 cbm/sek in einer Gesamtlichtfläche von 18 qm ($v = 5{,}5$ m/sek) abführen; das entspricht gerade der Höchstschluckfähigkeit der vorhandenen 5 großen Turbinen.

Wie die Abbildungen zeigen, wäre es aber ein leichtes gewesen, durch weitergehende Ausnutzung des verfügbaren Sauggefälles (das Werkgefälle beträgt 11 m) oder Vergrößerung der Rohrweite, ohne Verbreiterung der Anlage eine erhebliche Steigerung der Leistung zu erreichen.

Wo freilich der Leerlauf auch noch zur Eisabfuhr dienen muß, wird man mindestens daneben noch eine Überlaufschütze bzw., wie in Wangen a. A. (Abb. 221 und S. 418), eine offene zweiteilige Schleuse anordnen müssen. Eine solche ist besser geeignet, sperrige Körper, wie Eisschollen durchzulassen, und hat gleichzeitig den bei diesem Geschäft wieder erwünschten geringeren Wasserverbrauch.

Ausbildung der Ableitungsgerinne. Wie bei den Wehr- und Talsperrendurchlässen werden auch an den Gerinneleerläufen bedeutende Kräfte frei, deren unschädliche Ablenkung bei großen Wassermengen und Druckhöhen eine sorgfältige Durchbildung der Fallbetten und Ableitungskanäle verlangt. Diese Bauwerke werden daher unter Umständen recht kostspielig.

Eine bewährte Anordnung ist die in Abb. 650, 651 (Verona), 947 (Turbigo), 299, 302 (München-Moosburg) dargestellte: der Absturz ist stark in die Länge entwickelt und durch

Digitized by Google

eingebaute, nur mit kleinen Druckrohren (zum Frostschutz) durchbohrte Überfälle in eine Anzahl von Stoßbecken zerlegt. Sohle und Wände sind entweder mit Holz verschalt oder an den hauptsächlich angegriffenen Flächen mit Stein verkleidet.

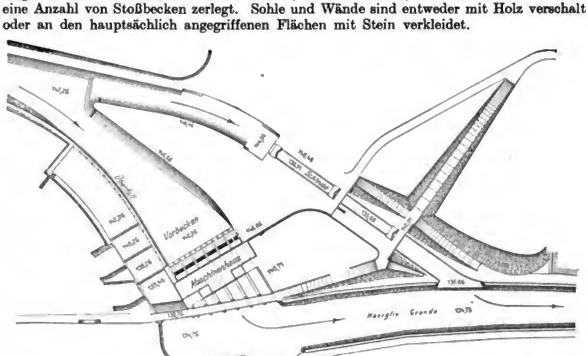


Abb. 947. Turbigo. Lageplan. Maßstab 1:2500.
(Soc. Lombarda.)

Es scheint, daß man früher vielfach in der vorsichtigen Bemessung der Stufenhöhe etwas zu weit gegangen ist: wenn man an der Beckentiefe etwas zugibt, kann man wohl auch bei Wassermengen von 5 bis 10 cbm/sek auf den Breitenmeter zu Stufenhöhen von 4 bis 5 m und geringen Beckenlängen, etwa entsprechend einem Gefälle wie 1:2 bis 1:3 gehen. Dies ist bei neueren Anlagen schon mit Erfolg versucht worden (Abb. 948, Tachertingwerk bei Trostberg, 18,5 m Nutzgefälle, vgl. auch C. d. Bv. 1912, S. 471, wo ein Längenschnitt gegeben ist). Man muß dabei nur die Vorsichtsmaßregel anwenden, die untersten Stufen niedriger und länger zu halten, so daß eine konkave Gefällslinie entsteht und die im oberen Teile vielleicht erzeugte übermäßige Strömungsgeschwindigkeit unten Zeit und Platz findet, noch vor Eintritt des Wassers in den unbefestigten Wasserlauf sich genügend zu beruhigen. Wie die Abbildung zeigt, hat man zur weiteren Vorsicht Aufsatzeisen in die Trennschwellen eingelassen, um im Notfall durch Einbau von Dammbalken die Beckentiefen erhöhen und die Gefällsverteilung nach Belieben regeln zu können.

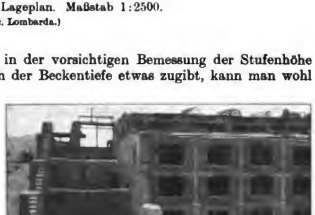


Abb. 948. Werk Trostberg, Tachertinger Stufe. Unterwasseransicht der Absturztreppe (im Bau).

Digitized by Google

Wo man mit starker Eisabfuhr zu rechnen hat (vgl. S. 543), darf man freilich keine Stoßschwellen auf die Fallstufen aufsetzen, weil dadurch die Gefahr der Eisstopfung gegeben wäre. Man wird dann aber wenigstens die Stufenflächen von hinten nach vorn ansteigen lassen (vgl. Dracwehr, Abb. 783).

Im Werk Wangen a. A. hat man einen gleichfalls im oberen Teile steiler abfallenden Leerschuß ohne Stoßschwellen. Die Wände sind hier in der obersten Kammer mit Gußeisenplatten bewehrt, eine sehr kostspielige Maßregel, die aber bei Vermeidung der in Marklissa (S. 635) gemachten Konstruktionsfehler höchste Dauerhaftigkeit verbürgt. Der zweite Absatz ist mit Kalksteinpflaster, die übrigen nur mit Zementverputz verkleidet. Die Breite des Gerinnes hat man hier noch nach abwärts vergrößert, um die Strömung weiter zu dämpfen.

Im Peggauwerk bei Graz (10 m Nutzgefälle, Oberwasseransicht: Abb. 969) ist man in zwei einzigen Absätzen in die Tiefe gegangen, und läßt dabei das Wasser sich an massigen eingebauten Rosten aus Eisenbahnschienen zerschlagen, ein Gedanke, der etwas für sich hat und durch die Erfahrungen wenigstens der ersten Betriebsjahre als gut bestätigt wird.

Abb. 949. Befestigter Abschußgraben am Stollenfenster Burglauenen.
(Schweiz. Bauztg.)

Eine Absturztreppe mit dem Gebiete der Wildbachverbauung entnommenen Konstruktionsformen hat das Werk Burglauenen (Abb. 949) an einem Stollenleerlauf. Die Eigenart der Örtlichkeit, vorhandener Runsbach im Hochwald, der billiges Baumaterial darbot, begründeten hier diese Lösung.

Bei hohen Gefällen und immer noch größeren Wassermengen werden die etwas kostspieligen Treppenanordnungen vielfach mit großem Vorteil durch einfach geneigte glatte Gerinne ersetzt, die gerade durch ihre, womöglich mit Holzverschalung erhöhte Glätte gegen den Wasserangriff am besten geschützt sind. Sie verlangen nur am unteren Ende einen gut ausgekleideten und genügend tiefen Unterkanal, besser noch ein durch Schwelle gebildetes Stoßbecken, in dem sich das Wasser beruhigen kann (Brillane, Abb. 330). Da, wo die Geländegestaltung es gestattet, einen natürlichen Kolk anzulegen, kann diese Anordnung besonders vorteilhaft sein. Beispielsweise ist am Kernflußwerk ein derartiges 6,1 m breites Gerinne aus Rotholz gezimmert, auf Betonschwellen gegründet, im Gefälle 1:1 mit 366 m Länge, über 260 m Gefälle, verlegt (Eng. Rec. 10. VIII. 1907).

Als weitere bewährte Ausführungen derartiger Schußgerinne seien angeführt: Gleenwoodwerk 60 m hoch, 72 m lang, Gefälle 68,4%, 3 m breit, 1,2 m tief, $Q = 14$ cbm/sek, $v = 21$ m/sek „beobachtet" (Eng. Rec. 25. VI. 1910), Löntschwerk $Q = 8$ cbm/sek (S. 714). Vgl. auch Abb. 644, Kenokanal. Freilich kann man bei der Anordnung mit wildem unbefestigtem Kolk unter Umständen auch unangenehme Überraschungen erleben, wie in Ventavon (S. 541), wo das auf der unteren Prellfläche der zuerst allein angelegten Schußrinne vorschießende Wasser das gegenüberliegende Ufer der engen Schlucht in gefahrdrohender Weise angriff. Man hat dort nachträglich ein zweites Gerinne in Gestalt der 2 m weiten ausgeschalteten Eisenbetonrohrleitung anlegen müssen, deren unterer Auslauf schräg bachabwärts gelegt wurde, um den Angriff genügend weit von der Unterstüzung des Rohres weg zu bekommen. Am Löntschwerk wurde die Abschußpritsche unterspült und weggerissen. Diese Erfahrungen sprechen wohl nicht grundsätz-

Digitized by Google

lich gegen die Bauweise, mahnen vielmehr nur zur Vorsicht inbezug auf Anlage und Gründung (Eisenbeton).

Es sei hier angefügt, daß eine am Sillwerk bei Innsbruck (Abb. 950) nach dem Treppensystem angelegte Leerlaufrinne, wohl der Fallhöhe (190 m) nach die bedeutendste ihrer Art, sehr unbefriedigend arbeitet: um die Vereisung bei der starken Spritzwasserbildung zu verhindern, hat man die ganze Treppe mit Holzverschalung überdecken müssen, wodurch man aber wieder in der Möglichkeit der Belastung des Gerinnes sehr beschränkt wurde. Das ist deshalb sehr unangenehm, weil wie vielfach sonst, so auch hier außer dem Grundschütz auch der im Wasserschloß angebrachte Entlastungsüberfall hierher Vorflut hat. Für nicht zu große Wassermengen dürfte sich die Denilsche Fischpaßrinne auch hierher übertragen lassen (S. 932).

Mehrfach hat man auch schon Druckrohrleitungen zur Abführung des Schußwassers benutzt, so eben in Ventavon (Abb. 345) eine solche von 2 m Durchmesser in Eisenbeton zur Ablösung des älteren Holzgerinnes, ferner in Eisen am Löntschwerk (hier allerdings mit aus besonderen Nebengründen, vgl. S. 713), am Werk La Dernier bei Lausanne, wo zwei gleiche je 772 m lange, schmiedeeiserne Druckrohre über einen Höhenunterschied von 237 m verlegt sind, in Andelsbuch ($d = 1000$ mm) und anderwärts.

Abb. 950. Sillwerk. Druckleitung und Absturztreppe.
(A. E. G.-Union-Wien.)

Die Rohre beginnen z. B. in La Dernier am Wasserschloß mit 1,4 m Durchmesser und verjüngen sich in den ersten 100 m allmählich auf 0,85 m, um in gleicher Weite dann bis zum Auslaufbecken hinunterzuziehen. Nach den angestellten hydraulischen Berechnungen leistet jedes Rohr 10 cbm/sek ($v = 18{,}15$ m/sek). Obwohl der stärkste rechnerisch nachweisbare Überdruck an einer Stelle, etwa in der Mitte der Leitung, nur 80 m Wassersäule beträgt, hat man die Rohre doch mit 9 mm Wandstärke ausgeführt, um Sicherheit gegen etwaige Stöße zu schaffen, und hat außerdem an zwei Punkten noch Lufteinlaßventile eingebaut.

Die Anlage der Rohre und die Wahl einer so hohen Leistungsfähigkeit — die Höchstleistung der Turbinenanlage verlangt nur etwa 4,5 cbm/sek — war hier dadurch bedingt, daß die Entleerungsrohre auch die zu 20 cbm/sek berechneten Hochwasser-

Digitized by Google

mengen eines durch den Stollen des Werkes regulierten kleinen Bergsees abzuführen haben.

Eine ähnliche Leerlaufleitung ist ferner bei dem um 1909 erbauten Lanzowerk bei Turin eingebaut. Das über 160 m Fallhöhe an steilem Hang herabgeführte Rohr verengert sich von 1,40 auf 0,5 m Lichtweite und ist in einem unten angelegten schweren Festpunkt senkrecht nach abwärts geführt, so daß es in einen darunter im Felsen ausgesprengten tiefen Beruhigungsschacht ausgießt, Bewährung bleibt abzuwarten.

Die hohen Leistungen, die man an steilen Hängen mit derartigen Leerlaufrohren mit sehr kleinen Durchmessern erzielen kann, die Einfachheit ihrer Anlage auf steilen Felshängen, wo Treppen oder Gerinne große Sprengs- und Abgleichungsarbeiten notwendig machen würden, können ihnen in vielen Fällen den Vorzug verschaffen.

C. Selbsttätige Entlastungsanlagen.

Die Anpassung der Wasserführung einer Triebwasserleitung an den wechselnden Bedarf einer Turbinenanlage kann in verschiedener Weise hergestellt werden: Man läßt entweder das Wasser beim Schließen der selbsttätigen Turbinenregler einfach vor dem Rechen auflaufen, so daß erst allmählich unter dem Einfluß des eintretenden Rückstaues der Nachschub von der Wasserfassung her eingeschränkt und das überschüssige Wasser genötigt wird, über bzw., bei Vorhandensein eines beweglichen Wehrverschlusses: durch das Wehr seinen Weg zu nehmen. Dieses Verfahren ist nur bei kurzen Zuleitungsgerinnen und mäßigen Wassergeschwindigkeiten zulässig, weil es sonst ein zu unruhiges Spiel der Wasserhöhe am Rechen und Wasserstandsschwankungen ergibt, bei denen eine ausreichende Regelung der Turbinendrehzahl nicht mehr sichergestellt werden kann. (Das Werk Beznau a. d. Aare, Abb. 91, wird in dieser Weise betrieben.)

Bei drucklosen Zuleitungen von größerer Länge muß man daher, wenn nicht am Wasserschloß ein größerer Ausgleichsweiher angelegt ist, darauf halten, unabhängig von den Belastungsschwankungen des Werkes einen annähernd unveränderlichen Strömungszustand in der Oberwasserleitung aufrechtzuerhalten. Das ist nur dadurch möglich, daß man dem Oberwasser vor dem Rechen die Möglichkeit nimmt, in beträchtlichem Maße beim Schließen der Turbinen aufzusteigen und in den Kanal zurückzustauen, und dazu ist es wieder nötig, daß man das überschüssige Wasser sofort anderweitig nach dem Unterwasser abführt. Bei der Notwendigkeit, hier ein unbedingt exaktes augenblickliches Eingreifen zu erzielen, hat man für diese „Zuflußentlastung" von jeher zu selbsttätig wirkenden Einrichtungen seine Zuflucht genommen, den Entlastungsüberfällen.

Wenn diese leistungsfähig genug angelegt werden, daß sie, etwa noch unterstützt durch die Leerschleusen, die gesamte Aufschlagswassermenge des Werkes ohne erheblichen Stau abführen können, so wird durch den Kanal, wenn er nur im Verhältnis zur Strahlstärke des Überfalls lang genug ist, stets nahezu dieselbe Wassermenge fließen, und es können dann auch erhebliche Absenkungen beim plötzlichen Öffnen der Turbinen nicht vorkommen.

Eine Regelung des Zuflusses durch Drosseln des Kanaleinlaufs — mit dem Zweck, entweder mit kleineren Überfällen auszukommen oder das Wasser nicht nutzlos laufen zu lassen, sondern es im Wehrteich aufzuspeichern, kann immer nur Schwankungen von größerer Dauer ausgleichen, auf keinen Fall — bei größerer Kanallänge — eine Entlastung am Werk ganz ersetzen, weil die Fließzeit des Wassers dem entgegensteht. In Wangen a. Aare hat man beispielsweise sich in den ersten Jahren in dieser Weise beholfen, hat sich aber bezeichnenderweise im Jahre 1909 auch hier zur Schaffung eines zweiten 100 m langen Überfalls in größerer Nähe des Werkes entschlossen. Auch in Loch Leven (S. 1105) wird der Zufluß an der Wasserfassung reguliert, hier handelt es sich aber um den seltenen Fall, daß ein Talsperrenbecken in einen drucklosen Kanal speist; zudem sind dort die Lastschwankungen selten und verhältnismäßig klein, weil das Werk der elektrochemischen Industrie dient, und schließlich sind hier noch kleine Überfälle im Zuge des Kanals mehrfach vorhanden (vgl. S. 1228).

Die Entlastung durch offene, auf den jeweiligen tiefsten Betriebswasserstand eingestellte Überläufe ist im Wasserverbrauch verschwenderisch, und wo man daher auf möglichst vollkommene Ausnutzung des zufließenden Wassers abzielen muß bzw. kann,

Digitized by Google

namentlich dort, wo man gar, in Talsperren, Ausgleichsbecken usw., bedeutende Kapitalien für diesen Zweck festgelegt hat, kann man diese einfache Art der Entlastung nicht brauchen; hier muß man vielmehr darauf abzielen, tatsächlich den Wasserzufluß auch in einer längeren Zuleitung möglichst genau dem jeweiligen Bedarf anzupassen.

Für drucklose Zuleitungen führt dies zu der Forderung, abwechselnd Aufstau und Absenkung des Oberwasserspiegels möglich zu machen. Das wird erreicht durch entsprechend hohe Ausführung der Kanaldämme oder Anordnung eines Stauweihers (Gersthofen), und dieses Mittel kann auch bei Druckstollen in Frage kommen. Wo aber die örtlichen Verhältnisse die Anlage eines Sammelweihers am Ende des Druckstollens nicht zulassen, ist man darauf angewiesen, die Verminderung oder Vermehrung des Zuflusses durch die ganze Zuleitung zurück bis in die Wasserfassung am Stausee wirken zu lassen, so daß die ganze im Stollen in Bewegung befindliche, allseitig eingeschlossene Wassersäule bald verzögert, bald beschleunigt werden muß. Dieselbe Betriebsweise ergibt sich unweigerlich ganz allgemein für alle Turbinenfalleitungen, sei es nun, daß sie von einem am Berge angelegten Ausgleichsweiher aus, oder von dem mit einem Entlastungsüberfall versehenen Wasserschloß eines drucklosen Stollens nach den Turbinen herabgeführt sind. Die dabei sich abspielenden Vorgänge sind von verschiedenen Forschern zum Gegenstand eingehender analytischer Untersuchungen gemacht worden.[1])

Das Wesentlichste dieser Untersuchungen und der dabei mitgeteilten Erfahrungstatsachen läßt sich kurz in folgender Weise zusammenfassen:

Zusammenhang zwischen Druckleitung und Maschinenanlage. Die in einer Druckleitung in Bewegung befindliche Wassersäule ist gegenüber der im offenen Kanal fließenden beim Abschließen der Turbinen in ganz anderer Lage, insofern sie durch die umschließenden Rohre bzw. Stollenwände daran gehindert wird, in gleicher Weise wie jene „aufzulaufen". Wären das Wasser und die Stollenwände vollkommen unelastisch und unzusammendrückbar, so müßte bei der geringsten Abschlußbewegung die am Turbineneinlauf entstehende Verzögerung im selben Augenblick sich auch am obersten Ende der Leitung in gleicher Größe fühlbar machen und es müßte ein Stoßdruck von „unendlicher" Größe auftreten. Die in Wirklichkeit vorhandene, wenn auch geringe, elastische Zusammendrückbarkeit des Wassers und der Stollenwände, gar aber die Elastizität der eisernen Rohre läßt nun aber tatsächlich doch etwas wie ein „Auflaufen" des Wassers in der Druckleitung vor sich gehen: der entstehende Stoß breitet sich nur allmählich nach oben fort, so daß im Augenblick der Abschlußbewegung die Gleichmäßigkeit der Wasserbewegung für kurze Zeit unterbrochen ist. Die von oben nachdrängenden Wassermengen bewegen sich verhältnismäßig schneller als die zunächst der Turbine befindlichen, und erst in dem Maße, wie der Stoßdruck sich nach oben fortpflanzt, wird auch die Verzögerung oben durchgesetzt. Das vorher in der bewegten Wassermasse enthaltene Bewegungs-Arbeitsvermögen wird dabei in Formänderungsarbeit (Wasser und Rohrleitung), zum Teil auch in Wärme umgewandelt. Der erstere Teil kehrt in der Hauptsache wieder in die Form der Bewegungsenergie zurück. Er drängt nämlich das zuviel nachgeströmte Wasser in der Leitung wieder zurück, bzw., wenn die Turbine nicht ganz abgeschlossen wurde, trägt er dazu bei, den Arbeitsdruck eine längere Zeit über dem statischen Betriebsdruck zu halten. Dadurch wird ein „relatives" Zurückdrängen des Wassers in der Leitung, d. h. ein veränderter Zufluß gegenüber dem Wasserbedarf bei gleicher Leistung, aber gewöhnlichem Betriebsdruck, bedingt. Im weiteren Verlauf dieses Vorgangs tritt eine Umkehrung ein: unten geht der Druck unter „normal" zurück, so daß für Augenblicke wieder ein vermehrtes Nachströmen von oben nötig ist. Dieses kann aber wegen der Massenträgheitswirkung wieder nur allmählich sich durch die ganze Leitung hin durchsetzen. Wie man sieht, sind alle Vorbedingungen für das Entstehen von Schwingungen gegeben. Solche treten denn auch, wenn weiter keine Vorkehrungen getroffen werden, erfahrungsgemäß sehr kräftig auf und äußern sich im sog. Atmen der Rohrleitung, das an nicht verankerten Rohrkrümmern zum zeitweiligen Abheben der Rohre führen kann.

[1]) Allièvi, Théorie du mouvement varié de l'eau dans les tuyaux de conduite, Paris bei Dunot et Pinat. Deutsch von Dubs-Bataillard, Berlin 1909, Julius Springer. — Michaud im Bulletin de la Suisse Romande, 29. Jahrg. Nr. 3, 4 und Revue de Mécanique 1904, I und III. — Budau in Z. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 21. VII. 1905. — Hemmeler in Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 957.

Digitized by Google

Die entstandenen Pendelungen der Wassersäule bzw. des Wasserdrucks werden nur langsam durch die Reibungs- und Wärmeverluste gedämpft (vgl. S. 1158).

Beim plötzlichen Öffnen der Turbinenschaufeln spielen sich ähnliche Vorgänge ab; auch hier verhindert anfänglich die Massenträgheit und Reibung das rechtzeitige Nachströmen der Wassersäule, es entsteht daher unten zunächst ein Druckabfall, dadurch vermehrtes Nachströmen von oben, hierdurch unten wieder Überlastung und Druckerhöhung, Zurückpendeln usf.

Diese Vorgänge spielen sich in gleicher Weise, nur mit gemilderter Heftigkeit ab, wenn statt der „plötzlichen" Durchflußänderung nur eine rasche, aber doch endliche Zeit ausfüllende zugemutet wird.

Abhängigkeit der Druckänderungen von der Reglerschlußzeit. Die Größe der entstehenden Druckerhöhung hängt bei gegebener Wassermenge außer von der Schließzeit des Reglers noch von der Länge und Weite der Leitung, bzw. der Strömungsgeschwindigkeit ab und berechnet sich (unter Berücksichtigung der Elastizität von Wasser und Rohrwand) nach Alliévi aus:

$$t = \frac{Q}{g} \cdot \frac{\sum \frac{l}{F} \sqrt{1 + \frac{\Delta h}{h_a}}}{\Delta h} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (96)$$

Darin bezeichnet:

$\Delta h = h_z - h_a$ die Drucksteigerung (Endzustand über dem Anfangszustand) in m Wassersäule;

Q den sekundlichen Höchstwasserverbrauch im normalen Betrieb;

l die Längen der einzelnen Rohrzonen;

$F = \frac{\pi d^2}{4}$ den jeweiligen Rohrquerschnitt;

t die Schlußzeit des Reglers in Sekunden;

g die Beschleunigung der Schwere,

und die Formel ist anwendbar, solange $t \geq \pi \sqrt{\frac{l \cdot l_i}{g \cdot h_a}}$, das ist $>$ der halben Dauer der ersten Druckschwingung.

Im letzten Ausdruck ist l_i die gedachte Länge eines die elastische Rohrwand vertretenden Luftkissens, die sich berechnet:

für Schmiedeeisen: aus $\quad l_i = \frac{l}{10000}\left(k_z + \frac{h_a}{40}\right)$,

für Gußeisen: aus $\quad l_i = \frac{l}{10000}\left(2\,k_z + \frac{h_a}{40}\right)$,

hierin ist k_z die auftretende Beanspruchung der Rohrwand in kg/qmm.

Die Alliévische Gleichung gilt auch für den Fall der Belastung der Turbine, wobei man nur $\Delta h = h_z - h_a$ mit seinem Vorzeichen, d. h. negativ, den Wert t aber als reinen Betrag, ohne Vorzeichen zu nehmen hat. Man sieht ohne weiteres ein, daß für gleiche Beträge Δh die Beträge t für Belastung (Öffnen) erheblich kleiner werden, als für Entlastung (Schließen).

In beiden Fällen findet man aber die Druckänderung, rund ausgedrückt, sich im umgekehrten Verhältnis mit Rohrlänge und Reglerschlußzeit und im gleichen Verhältnis mit dem Rohrquerschnitt bewegen. Die praktischen Fingerzeige, die sich daraus ergeben, sollen nachher noch bei Besprechung der Entlastungseinrichtungen nachgewiesen werden. Die Abb. 951 veranschaulicht das Gesetz der Alliévischen Formel und stellt sie in Vergleich mit Versuchsergebnissen, die Michaud in Vouvry gewonnen hat[1]).

[1]) Es sei hierzu bemerkt, daß nach Versuchen, die Michaud in dem Hochdruckwerk Vouvry ($h_a = 960$ m) angestellt hat, die von ihm aufgestellte Formel $\Delta h = \frac{2 \sum l \frac{Q}{F}}{g\,t}$, die höhere Drucksteigerungen liefert, besser zutrifft als obige Gl. 96 (vgl. bei Hemmeler).

Digitized by Google

Abhängigkeit der Reglerschlußzeit von den Betriebsanforderungen bzw. der Maschinenbauart. Um einen Überblick über die Bedeutung der durch die Gleichung 96 umschriebenen Zusammenhänge für Betrieb und Wirtschaftlichkeit zu gewinnen, muß noch etwas auf die für die Turbinenregulierung maßgebenden Punkte eingegangen werden, wobei die Ausführungen von Hemmeler (vgl. S. 1207) zugrunde gelegt werden sollen.

Bei rascher Be- oder Entlastung entsteht infolge der Nichtübereinstimmung zwischen Kraftbedarf und Beaufschlagung eine Erniedrigung bzw. Erhöhung der Umlaufgeschwindigkeit der Maschinen.

Das Verhältnis dieser Drehzahländerung zur normalen Umlaufzahl ist aber von großer Wichtigkeit für die Güte der Stromlieferung, weil Spannung und Periodenzahl der Umlaufgeschwindigkeit unmittelbar verhältnisgleich sind. Die Ansprüche sind je nach dem Betriebszweck, den Übertragungsverhältnissen und der Beschaffenheit des Bedarfsgebietes verschieden, hängen auch davon ab, ob man selbsttätige Spannungsregelung verwendet usw. In großen Überlandzentralen werden in der Regel größte Schwankungen, bei Vollent- bzw. -belastung von 4 bis 6 % zugelassen (unter Umständen auch mehr, z. B. bei der von Hemmeler gebauten und in Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 929 beschriebenen Anlage Duluth, 8 Einheiten von 13 500 PS: 13,6 %).

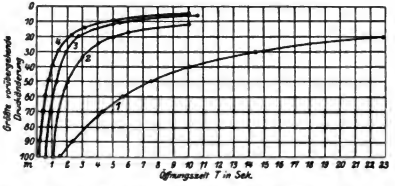


Abb. 951. Abhängigkeit der Druckänderung bei Belastungsänderung von der Reglerschlußzeit.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

Maßgebend für die bei Belastungsänderungen wirklich auftretenden Drehzahlschwankungen ist auf der einen Seite die Schnelligkeit des Eingreifens des Reglers: Schluß- bzw. Öffnungszeit, und auf der anderen: das Trägheitsvermögen der umlaufenden Massen, gemessen durch das Schwungmoment GD^2 (G = Gewicht der umlaufenden Teile und D = Durchmesser des Schwerpunktkreises). Zwischen diesen beiden Größen besteht nach Rateau und Hemmeler[1]) die Beziehung:

$$\frac{\Delta\omega}{\omega} = \frac{\Delta B^2}{2\dfrac{2\sum\frac{mv^2}{2}}{t\cdot E\cdot 75}} \cdot \left(1 - \frac{2B\cdot\Delta B}{3\dfrac{2\sum\frac{mv^2}{2}}{t\cdot E\cdot 75}}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (97)$$

hierin bezeichnet:

$\omega = \frac{\pi n}{30}$ die Winkelgeschwindigkeit;

$\Delta\omega$ ihre Änderung;

E die Leistung der Turbine in PS;

$\sum\frac{mv^2}{2}$ das Bewegungs-Arbeitsvermögen der Turbineneinheit (nebst anhängendem Stromerzeuger) in mkg;

t die Reglerschlußzeit;

B die verbleibende Belastung in PS;

$\Delta B = E - B$ die Belastungsänderung.

Für plötzliche Belastungsänderungen von 100 auf 0 % folgt aus Gl. 97

$$\Sigma(GD^2) = 137\,000 \cdot \frac{E\cdot t}{\dfrac{\Delta\omega}{\omega}\, n^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (98)$$

[1]) Vgl. Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 929.

Digitized by Google

In dieser Formel ist je nach der Turbinenbauart für plötzliche Entlastung, und nur für diese, der linken Seite vor Ausrechnung noch der Beiwert ·1,11 bis ·1,18 bzw. ·1,18 bis ·1,42 zuzusetzen, je nachdem es sich um normale oder schnellaufende Francisturbinen ($n_s = 150 - 250$ oder > 250) handelt; für Peltonräder und langsamlaufende Francisturbinen gilt die Formel unmittelbar.

Aus Gl. 98 ergibt sich, daß das in die Maschine einzubauende Schwungmoment im gleichen Verhältnis mit der Regleröffnungs- bzw. Schlußzeit wächst: daher das Bestreben, rasch wirkende Regler zu verwenden wieder vorwiegend einen wirtschaftlichen Grundgedanken in sich birgt: besondere Schwungräder möglichst zu vermeiden und leichte Maschinen bauen zu können. Vgl. Abb. 952, die nach Preislisten einer großen Elektrizitätsfirma die Abhängigkeit des Gewichts sog. Schwungradmaschinen (das sind Maschinen mit über die Festigkeitsanforderungen verstärktem Läufer) in Abhängigkeit vom Schwungmoment zeigt. (Normale raschwirkende Regler werden heute mit einer Schlußzeit von 1 bis 2, langsam wirkende unter besonderen Verhältnissen mit bis zu 14 Sekunden gebaut, vgl. Brusiowerk, Z. f. T. 9. X. 1909.)

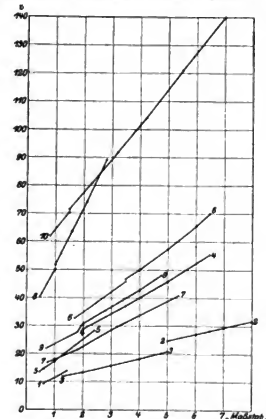


Abb. 952. Nettogewichte von Schwungrad-Drehstrommaschinen, abhängig vom Schwungmoment.

Erläuterung:	Linie	Drehzahl i. d. Min.	Norm. Leistung
	1	300	375 KVA
	2	300	2100
	3	215	350
	4	215	1800
	5	150	340
	6	150	2200
	7	107	325
	8	107	1960
	9	83	315
	10	83	1900

Maßstab I. Einheit = 10 t m² für Linien 1, 2, 3; 100 t m² für Linien 6, 9.
II. Einheit = 10 t m² für Linien 4, 5, 7; = 100 t m² für Linien 8, 10.

Im Hinblick auf diese Abbildung und die obigen Gleichungen 96 und 98, sieht man jetzt ein, daß annähernd auch unmittelbare Verhältnisgleichheit zwischen $(n^2 \cdot GD^2)$ und $\frac{l}{F}$ besteht, so daß man sagen kann: je länger eine Turbinendruckleitung und je kleiner bei gegebener Leistung ihre Querschnitte, um so größer, in annähernd gleichem Verhältnis, bei gegebener Drehzahl das erforderliche Läufergewicht (genauer: Schwungmoment) der Maschine. Dies ist die im ersten Teile dieses Buches (S. 153) angedeutete wirtschaftliche Beziehung zwischen den Abmessungen der Druckleitung und der Bauart (Schwungmoment und Drehzahl) der Maschine.

Schwingungserregender Einfluß des Reglers. Mit den oben wiedergegebenen Formeln sind die Beziehungen zwischen den Abmessungen der Rohrleitung, der Bauart der Maschinenanlage und der Regelreinrichtung für die meisten Fälle zutreffend umschrieben. Es können indes unter ungünstigen Verhältnissen bei bestimmten Zusammenstellungen von Rohrleitungslänge und -querschnitt, Drehzahl der Maschinen, Schlußzeit des Reglers usw. Schwingungsvorgänge auftreten, die sich der rechnerischen Behandlung so gut wie völlig entziehen und deren Eintreten sich um so weniger sicher im voraus übersehen läßt, als auch noch die Betriebsverhältnisse (häufiger, periodischer Wechsel der Belastung) mitspielen können[1]). Jedenfalls muß hervorgehoben werden, daß der Turbinenregler an und für sich dazu neigt, die einmal in die Rohrleitung gekommenen Schwingungen zu verstärken: Die bei Abschluß des Reglers notwendigerweise eintretende Druckerhöhung bedingt zunächst bei der fürs erste erreichten verengerten Leitschaufelstellung von neuem

[1]) Vgl. indessen Thoma (Wasserschloßberechnung mit Berücksichtigung der Turbinenregulierung).

Digitized by Google

ein Überwiegen der Turbinenleistung gegenüber der im Stromerzeuger vorhandenen Belastung. Die Maschine wird also ihr Bestreben bei eingetretener Entlastung schneller zu laufen zunächst beibehalten, mit dem Erfolg, daß der Regler noch weiterschließt, bis Gleichheit zwischen Turbinenleistung und Kraftbedarf erreicht ist. Kurz vor oder nach diesem Augenblick wird aber vielleicht gerade auch die in der Rohrleitung entstandene Druckwelle zurückzufluten beginnen: der Druck vor der Turbine nimmt jetzt ab, die Leitschaufelöffnung ist also jetzt zu klein, der Regler muß wieder öffnen, dabei bedingt der jetzt gesteigerte Wasserverbrauch eine augenblickliche weitere Druckabnahme, es wird also wieder zu weit geöffnet und dieses Spiel kann sich jetzt nach Belieben wiederholen, möglicherweise unter ständiger Steigerung der Schwingungsausschläge, so daß sehr gefährliche Stöße in der Rohrleitung auftreten können.

Um derartigen unliebsamen Überraschungen vorzubeugen, war man von jeher darauf bedacht, eben Entlastungsanlagen anzubringen, Vorrichtungen, die die auftretenden Stöße in bestimmten Grenzen halten sollten. Und nicht nur das: wenn man einmal solche Einrichtungen schuf, so lag es nahe, zu versuchen, mit ihrer Hilfe den durch die obigen Gleichungen (96, 98) festgestellten zwingenden Zusammenhang zwischen den Abmessungen der Rohrleitung und der Maschinenanlage aufzulösen, um entweder dadurch Verbesserungen der Betriebsverhältnisse oder wirtschaftliche Vorteile (Ersparnisse), vielleicht auch beides zugleich zu gewinnen.

Wie dies möglich ist, soll jetzt unter Hervorhebung der wichtigsten Anwendungsformen näher ausgeführt werden.

Abb. 953. Duluth. Übersichtslängenschnitt.
(Abb. 953/954 aus Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

Druckentlastungseinrichtungen. Ein Weg ist durch die Möglichkeit gegeben, die in der maßgebenden Gleichung 96 auftretende Leitungslänge „l" durch Einschaltung eines Ausgleichsbehälters (Wasserschlosses) abzukürzen. Abb. 953/954 veranschaulicht diese Möglichkeit: Hier ist in einer im ganzen 1500 m lange Druckrohrleitung 1350 m unterhalb der Wasserfassung und 150 m oberhalb des Krafthauses ein Hochbehälter durch ein Standrohr an die Druckleitung angeschlossen. Bei im Krafthaus eintretender Entlastung und davon herrührender Drucksteigerung kann er beträchtliche Mengen des von oben her noch zulaufenden Wassers aufnehmen, während er umgekehrt bei eintretender Belastung und damit verbundenem Druckabfall Zuschußwasser abgibt, so daß für die Beschleunigung der in der oberen Zuleitung noch langsam dahinfließenden Wassermasse ein erheblich größerer Zeitraum zur Verfügung bleibt. Abgesehen von den, durch den großen Grundrißquerschnitt des Wasserbehälters sehr ermäßigten Spiegelschwankungen im Wasserschloß selbst, berechnen sich die Druckerhöhungen bzw. Verminderungen an den Turbinen bei dieser Anordnung jetzt nur noch auf Grund der Rohrlänge zwischen Standrohrfuß und Turbinenhaus (bzw. für Belastung: zwischen Behälterboden und Turbinen), und daraus ergibt sich nach Gleichung 96 unmittelbar die Möglichkeit: entweder, bei gleicher Reglerschlußzeit, geringere Druckänderungen zu erhalten, oder bei Zulassung gleicher Druckänderungen unter Beibehaltung der Reglerschlußzeit: mit leichteren Maschinen auszukommen. Auf der anderen Seite hat man natürlich die Mehrkosten für die Ausführung des Wasserschlosses in Rechnung zu stellen. Dabei sei aber von vornherein

Digitized by Google

hervorgehoben, daß es sich bei diesem Zusammenhang durchaus nicht um rein wirtschaftliche Vergleiche handelt, sondern, daß eben die vorerwähnten betriebstechnischen Rücksichten, das zwingende Bedürfnis, Sicherheit gegen unzulässige Druckerhöhungen zu gewinnen, immer in erster Linie zu berücksichtigen sind.

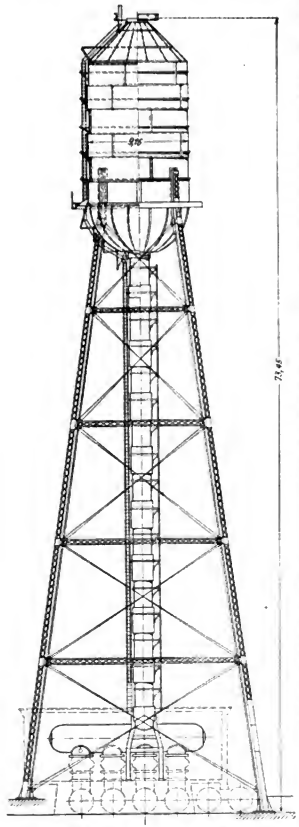


Abb. 954. Duluth. Turmwasserschloß. Maßstab 1:40.

Immerhin dürfen doch wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Bemessung der Größe des Wasserschlosses nicht außer acht gelassen werden. Die erforderlichen Wasserschloßabmessungen sind von den Betriebsverhältnissen und der Länge und Weite des von oben einmündenden Druckrohrstranges bzw. -stollens, oder da man der Sicherheit halber wohl immer mit dem Vorkommen „plötzlicher" Abschließungen bzw. Öffnungen rechnet, bei gegebener Höchstwassermenge von den Stollenabmessungen allein abhängig. Die obwaltenden, ziemlich komplizierten Zusammenhänge sind von Budau, Pressel und besonders eingehend von Prášil[1]) und Thoma bearbeitet und der rechnerischen Behandlung zugänglich gemacht worden, vgl. S. 152 ff.

Druckschwingungen sind allerdings der Natur der Sache nach auch bei Einbau eines Ausgleichschachtes nicht ganz zu vermeiden, da auch hier die Massenträgheit der Wassersäule im Ausgleichsbehälter selbst und im oben anschließenden Druckleitungsstrang jeweils ein Überschreiten der Gleichgewichtslage bedingt. Diese Schwingungen werden aber im allgemeinen rasch kleiner und kleiner, weil es sich um durch die Reibung des Wassers in Stollen und Wasserschloß gedämpfte Schwingungen handelt. Wenn die horizontale Querschnittsfläche des Ausgleichschachtes größer als das hundertfache Produkt aus kilometrischer Stollenlänge und dem Stollenquerschnitt in Quadratmetern ist, darf man nach Prášil ein vollkommenes Ausbleiben von Schwingungen erwarten. Umgekehrt können aber auch bei zu knapp bemessenem Wasserschloß „angefachte"[2]) Schwingungen, d. h. solche, die ständig an Stärke zunehmen, eintreten: Die Bedingung für das Ausbleiben dieser sehr störenden und nicht ungefährlichen Erscheinung, die u. a. erstmals im Werk Heimbach[3]) beobachtet wurde, lautet nach Thoma für den Fall eines zylindrischen Wasserschlosses:

$$\frac{G \cdot h \cdot \lambda}{4\,F \cdot r} \geq 1,$$

[1]) Schweiz. Bztg. Bd. 52, Nr. 21 ff.

[2]) Vgl. Dr.-Ing. Thoma, „Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen", München 1910.

[3]) Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 606 ff.

Digitized by Google

worin: G = Wasserschloßgrundrißfläche (qm),
F = Stollenquerschnitt,
h = normales Nutzgefälle bei Vollbetrieb (Wasserschloß bis U.-W.),
λ = der Reibungsbeiwert der Formel $\lambda \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{l}{4r} = \alpha \cdot l$,
r = Profilradius des Stollenquerschnitts.

Für den Entwurf des Wasserschlosses ist es, abgesehen von dieser Grenzbedingung, zumeist nur wichtig, den Betrag der größten auftretenden Schwingungen (Hebung bei Entlastung, Senkung bei Belastung) zu kennen: er läßt sich in einfacher Weise durch die von Prášil und Thoma aufgestellten Näherungsgleichungen ermitteln. (Die Thomasche Gleichung ist auf S. 152 bereits mitgeteilt, für näheres Studium sei auf die Originalarbeiten verwiesen.)

Der Entwicklung dieser Formeln liegt die Aufstellung der Arbeitsbilanz zugrunde. In dieser Bilanz erscheinen auf der einen Seite: das Arbeitsvermögen der in der oberen Zuleitung anlaufenden Wassersäule und die Arbeit, die beim „Durchfallen" des Reibungsgefälles von der hernach bis zur Erreichung des Höchststandes im Wasserschloß aufgespeicherten Wassermasse verrichtet werden muß. Auf der anderen Seite erscheint die Hubarbeit, die der Erhöhung des Wasserschloßspiegels vom Normalbetriebszustand auf Höchststand entspricht und die Arbeit der mit dem Strömungszustand wechselnden Reibung des Wassers an den Stollenwandungen.

Schon aus der Thomaschen Näherungsformel (S. 152) für die Spiegelschwankung y sieht man, daß bei mäßig belasteten Stollen und Druckleitungen der Einfluß der Reibungsverluste h_w im Vergleich zu den anderen bestimmenden Faktoren, der Bewegungsgröße des Stolleninhaltes und der Hebungsarbeit im Wasserschloß verhältnismäßig gering ist, und in unmittelbarer Verfolgung dieser Beobachtung findet man, daß man bei gegebener Schwankungshöhe den größten Einfluß auf die eintretenden Schwingungen hauptsächlich durch Vergrößerung der Spiegelfläche des Wasserschlosses gewinnen kann (vgl. auch S. 152 ff.).

Dieses Vorgehen ist aber unter Umständen unwirtschaftlich, da es z. B. bei im Bergmassiv gelegenen Wasserschlössern weite Aussprengungen nötig macht, die in nicht genügend standfähigem Felsen sehr kostspielig werden können. Man hat daher mehrfach zu Mitteln gegriffen, die bei mäßiger Wasserschloßgröße eine Begrenzung der möglichen Drucksteigerungen, oder überhaupt eine Unterstützung der Leistungsfähigkeit des Wasserschlosses gewährleisten.

Das erste, Begrenzung der Druckschwingungen nach oben, wird in einfachster Weise durch Anordnung eines Überfalles erreicht. Derselbe braucht nicht notwendig im Wasserschloß selbst angelegt zu sein, er kann auch irgendwo im oberen Teile der Zuleitung, bei Druckstollen etwa durch Vermittlung eines Standrohres bzw. -Schachtes angeschlossen und bei offenen drucklosen Zuleitungen in Form eines einfachen Überfallfensters (Abb. 944) angeordnet sein. Erklärlicherweise ist die Wirkung am größten, wenn der Überfall in unmittelbarer Verbindung mit dem Wasserschloß angelegt ist. Dabei kann der Wasserspiegel bei Druckschwankungen nur soviel über diejenige Höhe, bei der der Überfall zu wirken beginnt, ansteigen, bis die über den Überfall zum Abfluß gelangende Wassermenge gerade so groß ist, als die unten unter Gegendruck aus dem Stollen nachströmende. Der Wasserspiegel im Wasserschloß wird also auf längere Zeit auf einer bestimmten Höhe festgelegt, und während der Gegendruck zwischen dem aus dem Stollen nachdrängenden Wasser und dem im Wasserschloß in die Höhe gearbeiteten fortbesteht, kann doch eine weitere Drucksteigerung nicht eintreten. Freilich wird, wie ebenfalls ohne weiteres einzusehen, bei dieser Anordnung die Dauer der Verzögerungsvorganges vergrößert, weil eben der zur Schwingungsdämpfung aufgewendete Gegendruck bei einer gewissen kleineren Druckhöhe begrenzt wird. Trotzdem wird die Schwingungsdauer im ganzen abgekürzt, weil die zum Zurückschwingen erforderliche Zeit umgekehrt verkürzt wird. Ebenso werden natürlich die Schwingungen an sich erheblich verkleinert, und zwar um so mehr, je näher die Überfallkante an den Ruhespiegel der Triebwasserleitung herabgedrückt wird: man nähert sich hierbei den Verhältnissen des gewöhnlichen offenen Kanalüberfalls.

Gestattet so der Überfall eine erhebliche Einschränkung der Abmessungen des Wasser-

Digitized by Google

schlosses und damit Ersparungen in den Anlagekosten, so muß er sich auf der anderen Seite den Vorwurf, ein Wasserverschwender zu sein, gefallen lassen, und es wird da ganz von dem Betrieb und den Bauverhältnissen abhängen, ob man den einen oder anderen Gesichtspunkt höher einschätzt. Bei speicherfähigen Hochdruckwerken, wo die Einheit der Wassermenge einen hohen Wert besitzt, wo außerdem vielleicht noch die Anlage eines Überfalls mit anschließendem Schußgerinne besondere Kosten verursachen würde, wenigstens für größere Überfallwassermengen, wird im allgemeinen berechtigter Anlaß vorhanden sein, die Wirksamkeit des Überfalles möglichst zurückzudrängen. Darum findet man hier vielfach Wasserschlösser ohne Überfall (Urfttalsperre), oder doch so hoch angelegte Überfälle, daß sie nur als Notauspuff für die allergrößten Druckschwankungen erscheinen, die bei plötzlichem Abschluß sämtlicher Turbinen, infolge von Kurzschluß usw., also im allgemeinen ziemlich selten, eintreten. Tatsächlich muß man sich allerdings sagen, daß es im allgemeinen unwirtschaftlich wäre, dort, wo das Abfallgerinne vom Überfall keine großen weiteren Kosten verursacht (wie z. B. beim Löntschwerk), ein vollkommen geschlossenes Wasserschloß auch für die höchsten, selten vorkommenden, Beanspruchungen zu erbauen.

Ausführungsformen von Wasserschlössern. Die örtlichen Verhältnisse sind bei allen diesen Fragen, und namentlich auch für die Bauweise des Wasserschlosses selbst, wesentlich mit maßgebend.

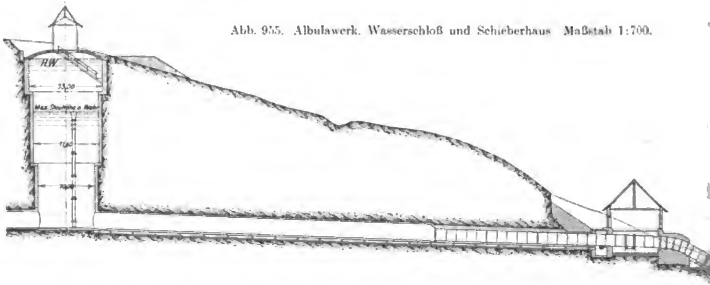


Abb. 955. Albulawerk. Wasserschloß und Schieberhaus. Maßstab 1:700.

Bei Druckstollenanlagen liegt es nahe, den Ausgleichschacht im Felsen anzulegen, weil dabei völlige Sicherheit gegen Einfrieren, größte Lebensdauer und geringste Unterhaltungskosten zu erwarten sind. Ein derartiges Felswasserschloß wurde bei Besprechung des Werkes Heimbach vorgeführt, ihm ähnlich ist das in Abb. 955 dargestellte Wasserschloß des Albulawerkes. In beiden Fällen hat man aus einfachen wirtschaftlichen Rücksichten den eigentlichen hoch liegenden Ausgleichschacht mit dem z. B. wegen Speicherbetriebs tiefer liegenden Stollen durch einen engeren Steigschacht verbunden. Die Wirkung wird dadurch zwar natürlich ein klein wenig beeinträchtigt, weil größere Trägheits- und Reibungswiderstände im Steigschacht zu überwinden sind, doch ist das gegenüber dem erreichten Vorteil unwesentlich.

Je nach der Gesteinsart und den Druckverhältnissen werden Steigschacht und Ausgleichbehälter ausbetoniert bzw. ausgemauert. Beispielsweise ist das Wasserschloß des Albulawerks, das eine Lichtweite von 12 m hat, mit Klinkermauerwerk ausgekleidet. Dabei sei als wichtiger praktischer Fingerzeig mitgeteilt, daß man es bei jenem Bau als eine große Erleichterung für die Aufstellung der Rüstungen empfunden hat, daß man im Entwurf eine abgetreppte Erweiterung des Ausgleichsbehälters nach oben vorgesehen hatte.

Die kreisrunde Grundrißform ist nicht unbedingt die vorteilhafteste: in unsicherem oder klüftigem Gebirge, wo eine kräftige Auskleidung notwendig ist, gibt sie allerdings Ersparnisse, weil sie bei gleichem Inhalt die kleinste zu verkleidende Oberfläche hat. Da-

Digitized by Google

gegen können bei ihr die Ausbruchskosten, wenn es sich um größere Grundflächenabmessungen handelt, höher ausfallen, als bei dem einfacher auszuführenden länglich rechteckigen Grundriß, wie ihn Abb. 956 und 957 zeigt. Das betreffende Wasserschloß, zum Gosauwerk bei Gmunden gehörig, liegt in festem Alpenkalk und mißt im Grundriß 8:25 m. Die Ausbruchskosten betrugen bei der durch Abb. 957 veranschaulichten Arbeitsweise nur 6,80 M/cbm (4,65 M/cbm Akkord einschl. Dynamit und 2,15 M. Regiekosten, Werkzeuge usw.).

Abb. 956. Blick in das Gosauwasserschloß während der Vollendungsarbeiten.

Eine wichtige Neuerung im Bau von Felswasserschlössern hat das Löntschwerk gebracht. Es besitzt, wie auf S. 714 ausführlich beschrieben, einen aufgelösten Ausgleichbehälter, bestehend aus einem oberen und unteren Sammelraum, zwischen denen ein verhältnismäßig enger Steigschacht die Verbindung herstellt. Damit wird eine ähnliche Wirkung wie mit der Anordnung eines Überfalls angestrebt, nur in umgekehrtem Sinne: die Wassersäule soll beim Aufwärtsschwingen möglichst schnell in die Nähe des als zulässig erkannten Enddruckes gebracht und dort festgehalten werden. Zu diesem Zwecke wird dem Wasser Gelegenheit gegeben, in einem als Stollen angelegten, infolgedessen leicht auf große Grundfläche zu bringenden Ausgleichbehälter sich auszubreiten. Ebenso wird bei der Belastung der Turbinenanlage möglichst schnell der größte zulässige Druckabfall, und damit die größtmögliche Beschleunigung des Stolleninhaltes erreicht, indem man die Wassersäule in dem engen Verbindungsschacht rasch nach abwärts sich entleeren läßt, worauf erst der Inhalt des, möglichst tief gelegten, unteren Ausgleichsbehälters angegriffen werden kann. Auf diese Weise wird zweifellos die höchste denkbare Ausnutzung des Ausbruchsraumes erzielt; nur muß man dabei, was nicht übersehen werden darf, etwas schnellere Druckschwankungen und auch, wenigstens bei mittleren Ständen des das Werk speisenden Clöntaler Sees jedenfalls nicht unbeträchtlich höhere Druckschwankungen in Kauf nehmen. Wenn aber das Werk ein hohes Nutzgefälle verarbeitet (Löntschwerk über 300 m), so hat man auch an sich schon einen ziemlichen Spielraum inbezug auf die zulässigen Druckschwankungen, da man im allgemeinen solche von 10 bis 15% des Nutzgefälles in der gedämpften Form, wie sie hier immerhin vorliegt, als durchaus zulässig bezeichnen kann, und da für den Turbinenbetrieb außerdem noch andere Schutzmittel (S. 1222) zur Verfügung stehen.

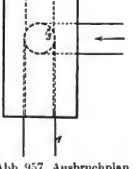


Abb. 957. Ausbruchplan des Gosauwasserschlosses.

Indessen darf man sich doch auch keiner Täuschung darüber hingeben, daß mit der an sich sehr gut durchdachten und interessanten Bauweise des Löntschwerkwasserschlosses auf alle Fälle eine im Verhältnis etwa zu den Kosten des Stollenbaues ansehnliche Ersparnis nicht zu erzielen ist. Das Albulawasserschloß, das bei 12 m Durchmesser und 21 m Nutzhöhe einen Nutzraum

Digitized by Google

von 2400 cbm besitzt, hat alles in allem nur 50 000 M. oder rd. 21 M/cbm gekostet[1]). Diese Summe ist an sich verhältnismäßig klein, und eine Ersparnis bei Anwendung der Löntschbauweise würde noch dadurch verkleinert werden, daß die Ausbruchskosten in dem engen Steigschacht und den auch verhältnismäßig engen Sammelstollen, auf die Einheit der Ausbruchsmenge bezogen, sich jedenfalls höher stellen werden, als beim Ausbruch des weiten offenen Zylinderschachtes.

— Wo die Felsbeschaffenheit die Ausführung eines im Berg liegenden Wasserschlosses zu sehr erschweren würde, oder wo die Verhältnisse und die Lage der Druckleitungslinie an sich die Anordnung eines unterirdischen Ausgleichsbehälters überhaupt nicht in Frage kommen lassen (vgl. Abb. 953), kann man das Wasserschloß als Wasserturm ausbilden.

Als Beispiel einer derartigen, auch konstruktiv sehr gut durchgeführten Anordnung sei das Turmwasserschloß des Elektrizitätswerkes Duluth angeführt. Dieses, in Abb. 954 konstruktiv und in Abb. 953 und 958 im Zusammenhang der ganzen Anlage dargestellte, 73,45 m hohe Bauwerk ist dazu bestimmt, die Wasserführung von 8 je 2135 mm weiten Holzrohrleitungen auszugleichen (vorläufig sind erst 3 Leitungen verlegt). Der von Hemmeler in Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 929ff. gegebenen Beschreibung[2]) seien folgende

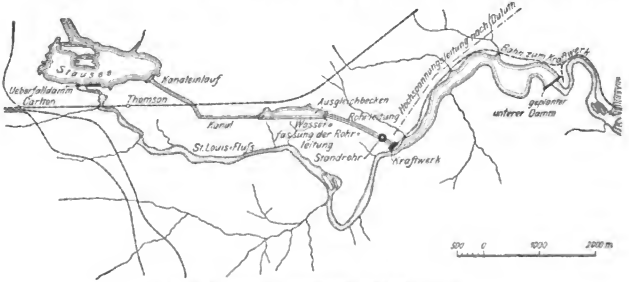


Abb. 958. Duluth, Übersichtsplan. Maßstab 1:80 000.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

Angaben entnommen: Die ankommenden Druckleitungen sind durch 1520 mm weite Stutzen mit einem wagrecht liegenden Sammelrohr verbunden, aus dessen Mitte sich das 1830 mm weite, 46 m hohe Steigrohr erhebt. Die Zuleitungsstutzen können einzeln durch Handschieber abgeschlossen werden, ebenso die ankommenden Druckleitungen vor der Abzweigung der Stutzen. Dadurch ist der große Vorteil gewonnen, daß man bei Ausbesserungsarbeiten an den Turbinenfalleitungen diese nach Bedarf abschließen kann, während doch das entsprechende obere Rohrstück noch in Betrieb gehalten werden kann. Es führt sein Wasser dann durch das Sammelrohr den anderen Turbinendruckleitungen zu. So wird in einfachster Weise die Gefahr des Einfrierens stilliegender Rohrleitungen für den größten Teil der Zuleitung vermieden.

Der aus Stahlblech genietete Hochbehälter hat einen Gesamtrauminhalt von 1165 cbm und wird von 4 Fachwerkständern getragen, die in möglichst leichter und sparsamer Weise gegeneinander versteift sind. Das Steigrohr ist durch eine Stopfbüchse in den halbkugeligen Boden des Behälters eingeführt. Dadurch werden Wärmespannungen infolge der zu erwartenden gegenseitigen Bewegung zwischen dem wassergefüllten Steigrohr und den ungekühlten Turmständern vermieden. Das Gewicht des Steigrohrs ist unten, um das Sammelrohr nicht damit zu belasten, durch eine Bockkonstruktion abgefangen; außerdem ist das Steigrohr, zur Versteifung gegen Winddruck, in den Ebenen der wagrechten Riegel durch Rundeisenstangen an die Turmkonstruktion angeschlossen. Zum Schutz gegen Frost soll beabsichtigt sein, das Standrohr nachträglich noch zu verschalen und den Zwischenraum zu heizen.

[1]) Mitteilung der Dir. des Wasserwerks Albula der Stadt Zürich.
[2]) Vgl. auch Eng. Rec. 7. VII. 1907 ff.

Digitized by Google

Die Turbinenanlage, für die das Wasserschloß gebaut ist, wird beim Ausbau 8 Einheiten zu 13500 PS enthalten, die bei einem Nutzgefälle von 120 m rd. 11,5 cbm/sek verbrauchen. Der Ausgleichbehälter, dessen Inhalt nach Berechnung ausreicht, um eine plötzliche Belastung von 1500 PS ohne größeren Druckabfall als 12 m = 10% zu decken, würde natürlich bei plötzlicher Einschaltung mehrerer Turbinen versagen. Derartige Belastungsänderungen werden aber dort nach den Betriebsverhältnissen des Netzes nicht erwartet, so daß es durchaus gerechtfertigt erscheint, wenn man sich bei der Bemessung der Größenverhältnisse des Wasserschlosses an das durchaus Nötige gehalten hat. (Unzulässige Drucksteigerungen, Auspuffen des Wassers aus dem oberen Behältermund, werden durch besondere nachher noch zu beschreibende Druckregler im Krafthaus ohnedies verhindert.)

Das ganze Bauwerk enthält einschließlich des 7000 kg wiegenden Hochbehälters 260 000 kg Eisen, es wäre daher für mitteleuropäische Preisverhältnisse mit etwa 110 bis 120 000 M. Baukosten zu veranschlagen. Daraus ist zu entnehmen, daß, auch bei so ungünstigen örtlichen Verhältnissen wie hier, die an sich auf alle Fälle so vorteilhafte Anordnung der Ausgleichsbehälter keineswegs außerhalb des Bereichs der wirtschaftlichen Zulässigkeit zu liegen braucht.

Derartige Turmwasserschlösser sind in Amerika in neuerer Zeit in großer Zahl ausgeführt worden und sie erfreuen sich dort recht großer Beliebtheit. Das eben beschriebene war bis 1910 das größte seiner Art.

Das nächstgrößte nach ihm (bis Behälterrand 67 m hoch), bei Rutland erbaut, ist dadurch interessant, daß es unmittelbar beim Krafthaus angelegt ist, und daß es einen Überfall besitzt. Zu diesem Zwecke sind Steigrohr und Ausgleichbehälter doppelt in zwei konzentrischen Zylindern ausgeführt. Das innere Steigrohr mit 914 mm Durchmesser mündet in einen 4570 mm weiten Ausgleichbehälter, das äußere Steigrohr von 1727 mm Durchmesser steht mit dem äußeren, 5490 mm weiten, Mantel des Ausgleichbehälters in Verbindung und führt das Überlaufwasser des inneren Behälters ab. Im Zwischenraum zwischen den beiden Standrohren ist ein 51 mm weites spiraliges Heizrohr von 25 qm Oberfläche durchgeführt, das von einem besonderen Dampfkessel im Krafthaus gespeist wird. (Die angeschlossene Turbinenanlage dieses Standrohres ist übrigens sehr klein — 4 Turbinen von 770 PS, $n = 500$.)[1])

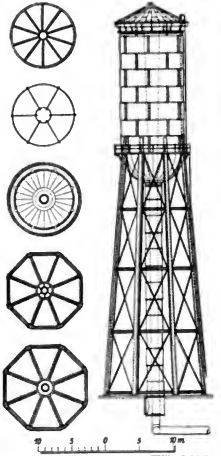


Abb. 959. Turmwaterwerk. Turmwasserschloß. Maßstab 1:650. (Eng. Rec. 1909.)

Dem eben beschriebenen nach Lage und allgemeiner Anordnung ähnlich, aber in der Einzeldurchbildung, namentlich des Überfalles (dessen Abfallrohr hier im Inneren des Steigrohrs geführt und daher wesentlich sparsamer ausgebildet werden konnte) ihm überlegen ist ein am Turmwaterwerk[2]) eingebautes Turmwasserschloß.

Dasselbe (Abb. 959) ist rd. 59 m hoch und enthält einen Behälter von 9,1 m Lichtweite bei 19,5 m Höhe des zylindrischen Teils. Der Nutzinhalt bis zu dem 3 m über dem Ruhespiegel liegenden Überfallrand beträgt 1635 cbm.

Das Steigrohr, in das die ankommende Druckleitung durch einen einfachen Fußkrümmer übergeführt ist, hat 2,45 m Lichtweite. Das in seinem Innern geführte, und den Krümmer unten durchdringende Abfallrohr 1 m. Es ist oben kegelförmig auf 2,3 m Randdurchmesser erweitert, wodurch eine Überfallkante von 7,2 m Länge gebildet wird.

[1]) Vgl. Z. f. T. 1906, S. 68.
[2]) Eng. Rec. 12. VI. 1909 und 30. X. 1909.

Digitized by Google

Im Gegensatz zu dem Turm von Duluth ist hier die achteckige Grundrißform gewählt worden. Dadurch und durch die Verwendung von vollen Trägerquerschnitten mag es, neben den ja auch größeren Abmessungen des Behälters, veranlaßt worden sein, daß das Eigengewicht trotz geringerer Höhe des Turmes 215 000 kg, also erheblich mehr als bei Duluth beträgt.

Die Betriebsbedingungen, unter denen das eben beschriebene Bauwerk arbeitet, sind erheblich strenger als die von Duluth:

Das angeschlossene Kraftwerk enthält 2 Turbinen von je 4000 PS und dient der elektrischen Zugförderung, die von der Greath Northern Railway-Gesellschaft auf ihrer Tunnelrampe eingeführt ist, und die erklärlicherweise außerordentlich starke Belastungsstöße bedingt. Dazu kommt, daß die in Holz, mit 2,6 m Lichtweite ausgeführte Druckrohrleitung die bedeutende Länge von 3,5 km hat: Ohne einen Ausgleichbehälter wären dabei angeblich volle zwei Minuten zur Herstellung des Vollbetriebs aus dem Ruhezustand oder umgekehrt nötig. Aus diesen strengen Betriebsanforderungen erklärt sich auch ohne weiteres die Anordnung des Überfalls.

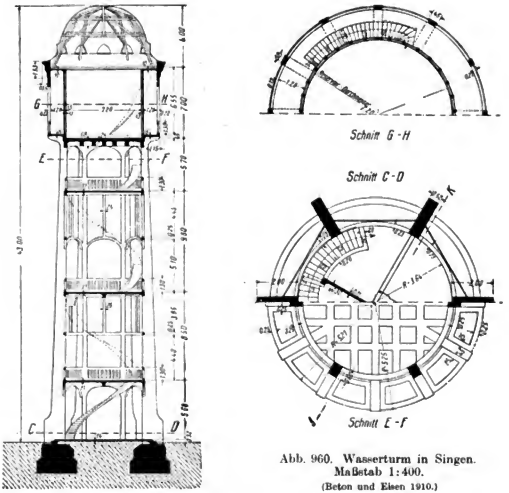


Abb. 960. Wasserturm in Singen.
Maßstab 1:400.
(Beton und Eisen 1910.)

Eisenbeton als Baustoff. Zur konstruktiven Durchbildung der Turmwasserschlösser muß noch hervorgehoben werden, daß neuerdings mit Erfolg und in immer steigenden Abmessungen auch Wassertürme in Eisenbetonbauweise ausgeführt worden sind. Vorerst zwar tatsächlich nur zu Wasserversorgungen, was aber für die Sache an sich belanglos ist.

Eine durch die Größenabmessungen und die kunstvolle Durchbildung in gleicher Weise hervorragende Ausführung dieser Art ist der (in B. u. E. 1910, S. 342 beschriebene) Hochbehälter der Firma Maggi in Singen (Abb. 960).

Dieser mißt vom Gelände bis zum Behälterboden 30 m, bis zur Behälterspitze 43 m. Der Behälter (der übrigens aus besonderen Gründen selbst nicht aus Eisenbeton,

Digitized by Google

sondern in Flußeisenblech ausgeführt ist)[1] faßt mit 7,2 m Lichtweite und 6,6 m Zylinderhöhe rd. 270 cbm.

Der von Ingenieur Krapp-Karlsruhe erbaute, übrigens durch weitgehende ästhetische Rücksichtnahme etwas verteuerte Turm hat 45 000 M. gekostet, ein in Wettbewerb gestellter Entwurf in reinem Eisenbau war zu nur 29 000 M. angeboten. Wenn trotzdem die Wahl auf die Eisenbetonbauweise fiel, so war dafür neben ästhetischen Rücksichten wesentlich auch die Erwägung mitbestimmend, daß das Eisenbetonbauwerk eben auf alle Fälle inbezug auf Unterhaltungskosten und Lebensdauer weit überlegen ist.

Dieselbe Rücksicht hat z. B. in Annaheim (Kalifornien) zur Wahl eines rein in Eisenbeton ausgeführten Turmbehälters den Ausschlag gegeben[2]). Der dortige, wegen ungünstiger Gründungsverhältnisse auf eine durchgehende Eisenbetonplatte gestellte und aus 8 einfachen unter sich durch wagrechte Riegel versteiften steilen Ständern gebildete Turm trägt einen zylindrischen Behälter von 9,2 m Durchmesser und 9,7 m Höhe, also: einem Nutzinhalt von rd. 650 cbm. Der flache Behälterboden ist mit Rippen versteift, die aufgehenden Wände 15 bis 10 cm stark. Als Betonmischung ist 1:2:2 genommen und innen ein 12 mm starker Glattstrich in Zementmörtel 1:1 aufgebracht.

Abb. 961a. Wasserturm Seckenheim a. Neckar. Ansicht. (Nach Brenzinger u. Cie., Freiburg i. B.)

Während die in Wettbewerb gestellten Angebote auf stählerne Türme sich zwischen 38000 bis 52000 M. hielten, kostete der in Eisenbeton ausgeführte Turm 44 000 M., ein zweiter angebotener Entwurf war allerdings höher veranschlagt.

Ein durch Ruhe und Geschlossenheit der äußeren Form ausgezeichnetes Gegenstück zu den erwähnten Beispielen ist der Wasserturm von Seckenheim, Abb. 961. Bei ihm ist (wie übrigens auch in Annaheim) der 370 cbm fassende Behälter selbst in reinem Eisenbeton ausgeführt, Mischungsverhältnis 1 Zem.: 4 Kiessand. Die Pfeiler sind in Mischung 1:9, die übrigen Eisenbetonteile in 1:4 bis 1:6 erstellt. Die Pfeiler sind auf eine biegungsfeste Grundplatte gestellt, die in Wirklichkeit 2 m tiefer als in Abb. 961b angegeben gegründet wurde. Die Dachkuppel ist gleichfalls Eisenbeton. Obwohl keinerlei besondere Dichtungsmittel, außer einem sauber geglätteten inneren Zementverputz, angewendet wurden, ist der Behälter vollkommen. wasserdicht. Vereinzelt nach der ersten Füllung aufgetretene feuchte Flecken verschwanden im Verlauf von 14 Tagen dauernd. Der ganze Bau erforderte einschließlich Grundplatte rd. 740 cbm Beton mit 23000 kg Eisen und kostete im Rohbau fertig (einschließlich Verputz) 41360 M. Dazu kamen dann noch für die kupferne Dacheindeckung, die Fenster und Türen rd. 3640 M. Im ganzen hat der Turmbehälter also 45000 M., das ist für den cbm Betonmasse: 61 M/cbm, gekostet. Bemerkenswerterweise wurde die Bauausführung ohne Standgerüst bewerkstelligt. Vielmehr behalf man sich mit fliegenden, von Stockwerk zu Stockwerk nachgerückten Rüstungen, die lediglich durch schräge Streben gegen den nächstunteren Stockwerksring abgestützt wurden.

Die Erwägungen, die in den angeführten und verschiedenen anderen Fällen, neuerdings dem Eisenbeton auch im Wasserturmbau den Vorzug verschafft haben, werden wohl künftig auch im Wasserkraftausbau mehr zur Anwendung von Wasserschlössern in Eisenbeton führen[3]).

[1]) Mehrfach wurden schon mit Erfolg Beton-Blechmantelbehälter nach Zieglerschem Patent (vgl. S. 1165) ausgeführt, bei den praktisch vorkommenden Drücken genügen aber einfache Eisenbetonschalen vollauf.

[2]) Eng. Rec. 24. VIII. 1907.

[3]) Weitere ausführliche Beschreibungen von Wassertürmen in Eisen: Eng. Rec. 7. III. 1908, 3. IV. 1909, 30. X. 1909 Current News Suppl.; in Eisenbeton: Eng. News 28. VII. 1910 und Eng. Rec. 20. VIII. 1910.

Digitized by Google

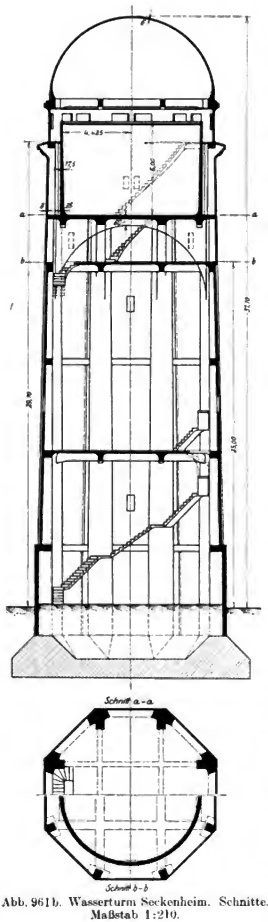


Abb. 961b. Wasserturm Seckenheim. Schnitte. Maßstab 1:210.

Überlaufrohre. In verschiedenen europäischen Anlagen finden sich, gleich den zuletzt beschriebenen Wasserschlössern auch am Ende der Druckleitung angelegt, Anordnungen, die man am treffendsten wohl als Wasserschlösser ohne Ausgleichsbehälter bezeichnen könnte. Es ist nämlich einfach die Rohrleitung, oft noch sogar mit verengtem Querschnitt, durch einen Krümmer bis in die Nähe des Ruhespiegels in die Höhe geführt, so daß bei auftretenden Entlastungen das Wasser über den oberen Rand überfällt.

Bei dem Elektrizitätswerk Champs, das eine 4,7 km lange, 3 m weite, zum Teil aus Eisenbeton, zum Teil aus Reineisen hergestellte Druckleitung für etwa 38 m Gefälle hat, ist z. B. die den Schluß der Druckleitung bildende 3,3 m weite Stahlblechleitung hochgeführt und endet 60 cm über der Höhe des normalen Wasserstandes der Wasserfassung, das ist 39 m über dem Unterwasser. Die Rohrweite nimmt dabei von unten nach oben gleichmäßig bis auf 1,40 m ab und zur Aufnahme des auspuffenden Überschußwassers ist eine 3 m weite und 3 m hohe Kappe aufgesetzt, die durch 3 an dem Standrohr herabgeführte Fallrohre entwässert wird. Zwei dem gleichen Zweck dienende Rohre, aber in Eisenbeton ausgeführt, sind in der oberen Strecke der Druckleitung, mit Höhen von 9 bzw. 20 m ausgeführt. Das erstere ist 400 m hinter dem Einlauf, das zweite noch weiter abwärts beim Übergang der Eisenbetonleitung in die Stahlblechleitung aufgesetzt. Diese beiden Rohre sind aber nur 1,10 m weit. Eine ähnliche Anordnung findet sich beim Elektrizitätswerk St. Maurice an der Rhône, wo auf eine 470 m lange, 2,7 m weite Rohrleitung 3 Auspuffkamine in gleichmäßigen Abständen verteilt aufgesetzt sind. Auch hier ist die Weite der Standrohre unverhältnismäßig klein gegenüber dem Durchmesser der Rohrleitung. Andere Beispiele ähnlicher Anordnungen finden sich beim Ontariowerk (Abb. 961a/b.), beim Featherwerk (Abb. 929/30) u. a.

Derartige Anordnungen sind freilich erheblich billiger als Hochbehälterwasserschlösser, haben aber auch gegenüber jenen eine wesentlich beschränktere Wirksamkeit. Wenn sie gegen Druckerhöhungen Schutz gewähren sollen, so darf ihre Überfallkante nur wenig über dem Betriebswasserspiegel (über dem Ruhespiegel wäre bei langen Rohrleitungen vielleicht schon zu hoch) angenommen werden. Dann tritt aber auch bei der geringsten Druckschwingung gleich viel Wasser aus, das in solchen Mengen in unmittelbarer Nähe des Maschinenhauses unter Umständen nicht leicht wegzuschaffen

Digitized by Google

ist, abgesehen von dem wirtschaftlichen Verlust, den speicherfähige Werke damit erleiden würden.

Für den Fall der Belastung, Wassermehrverbrauch, ist die Leistungsfähigkeit der Standrohre so gut wie Null, dazu ist ihr Wasserinhalt, selbst wenn die Rohrleitung in voller Weite als Standrohr hochgeführt wäre (wie es nicht einmal in Champs der Fall ist) viel zu klein. Nun kann man sich aber gegen die unzulässigen Druckerhöhungen auch auf andere, gleich noch näher zu besprechende Weise (Druckregler), mit geringerem Aufwand helfen als durch Errichtung eines Standrohres, das für die Belastung doch nichts leistet. Daher muß man zugeben, daß für alle Betriebe, wo einigermaßen bedeutende Ansprüche an Wasserzufuhr bei plötzlicher Belastung gestellt werden, ein Standrohr ohne Ausgleichbehälter wenig Wert hat, mindestens nicht unersetzlich ist. Werden nun gar die Standrohre so eng ausgeführt wie die oberen von Champs und diejenigen von St. Maurice, so werden zum Auspuffen so große Beschleunigungen nötig und es treten so starke Reibungswiderstände auf, daß selbst bei tiefliegender Überfallkante noch beträchtliche Drucksteigerungen bei Entlastung vorkommen können.

Abb. 962a. Übersichtsschnitt der Kraftanlage. Maßstab 1:2800.
(Z. Ver. deutsch. Ing.)

Abb. 962b. Ende eines Hauptdruckrohres mit Verteilleitungen und Auspuff. Maßstab 1:1000.

Abb. 962. Ontariowerk.

Daran ändert auch die Verteilung einer Anzahl derartiger Standrohre über die ganze Rohrleitungslänge nichts, vielmehr ist es auf alle Fälle zweckmäßiger und wirtschaftlicher, die Aufwendungen, die man für Standrohrwasserschlösser machen will, auf die Errichtung eines einzigen ausreichend bemessenen und möglichst nahe an der Turbinenanlage gelegenen zu verwenden, das dann, wie die vorausgeschickten theoretischen Erörterungen ohne weiteres erkennen lassen, auch die ganze oben liegende Länge der Rohrleitung besser schützt, als unzureichend bemessene verteilt aufgestellte Standrohre.

Solche engen Rohre sind außerdem in erhöhtem Maße dem Einfrieren ausgesetzt und sie bilden dann, wenn im Vertrauen auf ihre Wirkung die Anbringung anderweitiger Schutzmaßregeln gegen Druckerhöhungen unterlassen würde, unter Umständen einen schlimmen Gefahrpunkt in der Leitung. Dies wird durch Erfahrungen des Elektrizitätswerks St. Maurice bestätigt, das im Winter 1909 bis 1910 infolge des Einfrierens seiner Standrohre außerordentlich heftigen Wasserschlägen ausgesetzt war, und aus diesem Grunde sogar genötigt war, den Betrieb auf kurze Zeit einzustellen.

Digitized by Google

Windkessel. Ein anderes, bei älteren Anlagen mehrfach anzutreffendes Ersatzmittel für Ausgleichhochbehälter sind die Windkessel: an das untere Ende der Rohrleitung wird ein mit Druckluft gefüllter, entsprechend bemessener Behälter angeschlossen, der bei Entlastung in der Zentrale als Puffer für das anlaufende Wasser dient und umgekehrt bei Belastungen den, meistens freilich kleinen, in ihm vorhandenen Wasservorrat als Zuschußabgabe in die Druckrohrleitung zurücksendet.

Derartige Windkessel wurden z. B. in dem 1899 erbauten Elektrizitätswerk in Jajce[1]), an jede Turbine je einer eingebaut. Man hat aber dort bald eine für den Betrieb wenig angenehme Eigenschaft der Windkessel kennen gelernt: die unter hohem Druck stehende Luft wird von dem Druckwasser allmählich aufgelöst und so verringert sich der nutzbare Pufferinhalt der Kessel rasch von selbst, wenn nicht durch Aufstellung einer besonderen Luftpumpe neue Luft zugeführt wird. Das macht natürlich den Betrieb wieder von der Aufmerksamkeit der Bedienungsmannschaft abhängig[2]), und schafft so eine Gefahrquelle. Außerdem hat man die Erfahrung gemacht, und Budau weist in seinem oben angeführten Aufsatz (S. 1207) näher nach, daß die Windkessel in wesentlich höherem Grade noch als die Wasserschlösser zur Erzeugung von Schwingungen in der Zuleitung neigen. Da die Windkessel außerdem, wenn sie nicht sehr große und daher sehr kostspielige Abmessungen erhalten sollen, wie gesagt, für die Zuschußabgabe bei plötzlicher Belastung wenig leisten können, so ist man von ihrer Verwendung mehr und mehr abgekommen. (Neuerdings haben Dubs und Utard dargetan, daß in besonders gelagerten Fällen (lange Druckleitung) die Wirkung der Windkessel günstiger sein kann, näheres hierüber in Schweiz. Bztg. Bd. 59 Nr. 1, 2, 3 und „Allióvi-Dubs").

Der Grundgedanke der Windkesselanordnung, den Stoßschutz von dem hochgelegenen Wasserschloß herab an den Fuß der Leitung und in unmittelbare Nähe des Maschinenhauses zu legen, ist an sich ein durchaus gesunder. Bei Anlagen von hohem Gefälle, wo Turmwasserschlösser wirtschaftlich oder rein praktisch nicht ausführbar sind, und bei gleichzeitig noch langen Fall-Druckleitungen könnte daher die Anordnung von Windkesseln, vielleicht in der von Lachmann (in Weiße Kohle 1910, S. 61) angegebenen Richtung (selbsttätig einschaltende Luftpumpe) ausgestaltet, unter Umständen vorteilhaft sein. Etwa dort, wo der Wert des Betriebswassers ein hoher und die Betriebsverhältnisse derartige sind, daß Belastungsschwankungen häufig vorkommen. Denn die jetzt noch zu beschreibenden Druckregler haben, gleich den Überfallwasserschlössern, den unter bestimmten Verhältnissen unangenehm empfundenen Nachteil, daß sie nicht unbeträchtliche Mengen des Betriebswassers ungenutzt ins Unterwasser entweichen lassen.

Mechanische Druckregler. Man stattet heute die Turbinen der Hochdruckwerke, in der Regel, auch wenn ein Wasserschloß am Stollenende vorhanden ist, mit besonderen mechanischen Einrichtungen zur Regulierung des Betriebsdruckes aus. Dies geschieht — abgesehen von der weniger wichtigen Tatsache, daß es ja im Wesen des Wasserschlosses liegt, noch mehr oder minder große Druckschwankungen übrig zu lassen — vor allem deshalb: weil je nach den örtlichen Verhältnissen meist noch ein mehr oder minder großes „unausgeglichenes" Rohrleitungsstück zwischen Entlastungsbehälter und Krafthaus angelegt werden muß. Außerdem lassen es auch die gelegentlich beobachteten Resonanzerscheinungen als wünschenswert erscheinen, noch ein willkürlich einzustellendes Mittel zur Druckregelung zur Verfügung zu haben.

Alle diese mechanischen Auslaßvorrichtungen verfolgen, theoretisch aufgefaßt, den Grundsatz, die Schlußzeit des Reglers (vgl. Gl. 96) künstlich zu vergrößern[3]).

Ein erster naheliegender Weg dazu war die Anordnung von Sicherheitsventilen mit Gewichts- oder Federbelastung, die unter dem wachsenden Wasserdruck bei Entlastung der Stromerzeuger öffnen und so lange Wasser austreten lassen, bis der Druck wieder unter die der Ventilbelastung entsprechende Grenze gefallen ist. Die Wirkung entspricht also

[1]) Broschüre der Siemens-Schuckert-Werke und Eng. Rec. 21. II. 1909

[2]) Neuerdings hat man allerdings für ähnliche Zwecke im Wasserversorgungswesen selbsttätig anspringende Lufterneuerungspumpen eingeführt.

[3]) Als ein Beispiel, wo man ein anderes Vorgehen vorzog, seien die zwei Piccard-Pictetturbinen des Werkes Brusio erwähnt. Deren Regler erhielten, um Druckregler u. dergl. entbehrlich zu machen und Wasser zu sparen, die ungewöhnlich lange Schlußzeit von 14", die Turbinen selbst: schwere Schwungräder (Z. f. T. 9. X. 1909). Ein derartiges Vorgehen ist aber als Ausnahme zu bezeichnen.

Digitized by Google

durchaus derjenigen eines Überfallstandrohres ohne Ausgleichbehälter. (Hierher gehören auch die „Bruchplatten" als Notventile ohne selbsttätigen Schluß.)

Sicherheitsventile, mit Gewichtsbelastung ausgeführt, befinden sich beispielsweise in dem von Ganz-Budapest eingerichteten Elektrizitätswerk Hohenfurth der Firma Ignaz Spiro & Söhne in Krumau. Dieses Werk arbeitet (vgl. Abb. 1013) unter rd. 97 m Nutzgefälle und wird durch eine 1900 mm weite, 580 m lange Stahlrohrleitung gespeist. Am unteren Ende der Rohrleitung befinden sich 8 Sicherheitsventile von je 120 mm Lichtweite; die Höchstwassermenge beträgt 7,5 cbm/sek. Diese Entlastungsanlage soll sich nach Angabe von Budau[1]) durchaus bewährt haben, nur ist sie nicht genügend leistungsfähig (Abführungsvermögen etwa 1,8 cbm/sek)[2]). Diese Beschränktheit der erreichbaren Leistungsfähigkeit bei Sicherheitsventilen so einfacher Anordnung hat man dadurch zu umgehen gewußt, daß man Auslässe konstruierte, bei denen der im Druckrohr sich entwickelnde Wasserdruck lediglich dazu benutzt wird, eine Steuervorrichtung für ein hydraulisch betätigtes Gestänge umzuschalten, das dann erst seinerseits den Auslaßschieber öffnet, während die Schlußbewegung durch einen Ölkatarakt gedämpft wird.

Ein derartiger Apparat ist, eben noch als Ergänzung der Sicherheitsventile, in dem Elektrizitätswerk Hohenfurth aufgestellt (in Abb. 1013 links sichtbar). Der Wasserdruck wirkt hier[3]) auf ein an die Druckleitung angeschlossenes sehr empfindliches Wellrohr, das sich bei Druckerhöhungen verlängert und einen mit ihm verbundenen Steuerstift hebt. Dieser Stift regelt den Zutritt des aus einem Drucksammler hergeleiteten Drucköls unter den Arbeitskolben des den Auslaß abschließenden Ringschiebers. Mit der Kolbenstange ist, um ein übermäßiges Öffnen zu verhindern, eine Rückführung verbunden, die sofort mechanisch den Steuerstift wieder in seine Ruhelage zurückführt. Sinkt jetzt der Druck in der Rohrleitung infolge der Wasserabgabe wieder auf normal zurück, so verkürzt sich das Wellrohr, nimmt den Steuerstift nach rückwärts mit und läßt dadurch das Drucköl auf die andere Seite des Hubkolbens treten, wodurch der Ringschieber zum Schluß nach abwärts geführt wird. Damit dieses Abschließen langsam vor sich geht, ist der Steuerstift an das Wellrohr nicht starr, sondern eben durch Vermittlung eines Ölkataraktes (vgl. S. 1224) angeschlossen, so daß er der Rückwärtsbewegung des Wellrohres nur langsam folgt. Dadurch wird also das Auftreten von Stößen, wie bei einem gewöhnlichen Sicherheitsventil, vermieden. Dieser Auslaß vermag 3 cbm/sek abzuführen und ergänzt sich mit den erwähnten Sicherheitsventilen in wünschenswerter Weise. Er hat sich (nach Mitteilung der Firma Spiro in Krumau) bisher durchaus bewährt. Kleine, durch Vereisung im Winter aufgetretene Störungen waren durch zweckentsprechende Änderung der Schmierung leicht zu beseitigen, auch die Abnutzung des natürlich stark beanspruchten Auslaßventils war nicht übermäßig groß (wenn sie schon gelegentliche Auswechslungen nötig machte).

Die bisher beschriebenen Auslässe haben mit den gewöhnlichen Überfallstandrohren den ihre Verwendung indes keineswegs unbedingt ausschließenden Nachteil gemein, daß sie erst zu wirken beginnen, wenn eine Drucksteigerung schon in gewissem Betrage eingetreten ist, und daß sie vom Augenblick ihres Eingreifens ab immer noch eine gewisse Drucksteigerung zulassen, bis unter deren Wirkung die Höchstleistung des Auslasses erreicht ist.

Diesem Mangel kann bis zu gewissem Grade dadurch abgeholfen werden, daß man die Steuerung des Auslaßkolbens nicht vom Wasserdruck, sondern von der Bewegung des Turbinenreglers selbst abhängig macht, so daß also die Bewegung des Auslaßschiebers schon durch die Schließbewegung der Turbine selbst eingeleitet wird, der ja dann die Druckerhöhung im Rohr erst, wenn auch mit kleinem zeitlichem Abstand nachfolgt. Nach diesem Grundsatz sind die heutzutage in allen größeren Hochdruckwerken mit Vorliebe verwendeten „Druckregler" gebaut (Kubelwerk, S. 663, Löntschwerk, S. 724, Ventavon, S. 543, Engelberg, Schw. Bztg. Bd. 48, Nr. 2ff.). Die Einrichtung und Wirkungsweise dieser Druckregler geht aus Abb. 963 (Druckregler von Duluth nach Hemmeler) klar hervor: An den Zulaufstutzen oder das Gehäuse der Turbine selbst ist ein Krümmer

[1]) Die durch jüngere Mitteilungen der Firma Spiro an den Verfasser dieses Buches von neuem bestätigt wurden.

[2]) In Ruppoldingen gab ein anfänglich vorhandenes Ventil Anlaß zu unzulässigen Druckschwingungen; es mußte dort in der Folge abgestellt werden.

[3]) Vgl. Technische Blätter (Prag) Bd. 36, 1. und II.

Digitized by Google

angebaut (vgl. Abb. 963, zwei Druckregler für je eine Turbine), und der Auslaß ist durch ein Tellerventil abgeschlossen, das so gestaltet ist, daß auch bei ganz geöffnetem Ventil die Geschwindigkeit des durchströmenden Wassers bis zur Endfläche des Ventilkolbens stetig zunimmt, also ein möglichst guter Wirkungsgrad und geringster Verschleiß gesichert ist. Der Ventilteller wird durch einen Kolben bewegt, unter den das Druckwasser aus dem Ablaßkrümmer eintreten kann, wenn der Schieber in dem mit „r" bezeichneten Gehäuse sich in seiner Endstellung befindet; bei entgegengesetzter Stellung des Schiebers entweicht das etwa vorher vorhandene Druckwasser unter dem Kolben, der sich dann, dem auf dem Ventilteller lastenden Wasserdruck nachgebend, senkt und so das Ventil sich öffnen läßt. Diese Bewegung wird dadurch eingeleitet, daß beim raschen Schließen der Turbinenregler die mit dem Reglergestänge verbundene Stange s in der Richtung b zurückzieht, wodurch der Winkelhebel $h - h_1$ im Sinne des Uhrzeigers gedreht wird. Dabei wird der am längeren Hebelarm befestigte Kataraktkolben k gehoben, und wenn die Bewegung genügend rasch und plötzlich vor sich geht, nimmt er dabei den ihn umgebenden ölgefüllten Zylinder mit, da das über dem Kataraktkolben befindliche Öl durch den feinen und verstellbar eingerichteten Umlauf i nicht genügend rasch nach der Unterseite des Kolbens gelangen kann. Mit dem in dieser Weise gehobenen Kataraktzylinder ist aber der Hebel h_2 derartig verbunden, daß beim Hochgang des Zylinders die Schieberstange v mitgenommen und das Steuerventil auf „Öffnen" umgestellt wird. Es erfolgt also nahezu gleichzeitig mit der Schließbewegung des Turbinenreglers auch das Öffnen des Entlastungsauslasses. Damit aber die Entlastungsbewegung des Tellerventils nicht unnötig groß ausfällt, ist an den Hubkolben das Rückführungsgestänge m angeschlossen, das sofort bei eintretender Kolbenbewegung den Hebel h_3, der sich jetzt um den Punkt z dreht, herunterzieht und damit auch die Schiebersteuerung v in ihre Ruhelage zurückführt. Währenddessen hat aber schon das Öl in dem Kataraktzylinder den Weg von der Oberseite des Kolbens k nach der Unterseite angetreten. Daher sinkt der Kataraktzylinder langsam herab, wobei er die Schiebersteuerung v ebenso langsam und noch durch die Rückführung gedämpft in die Stellung „Abschließen" herabführt, so daß also ein ganz allmählicher stoßfreier Abschluß des Entlastungsauslasses erzielt wird.

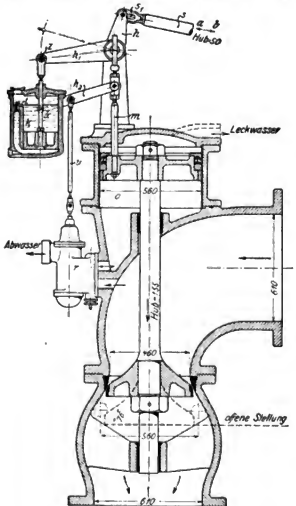


Abb. 963. Duluth. Schnitt des Druckreglers. Maßstab 1:24. (Z. Ver. deutsch. Ing.)

Auf diese Weise wird also tatsächlich erreicht, daß an die Stelle der, mit Rücksicht auf die vorhandenen Schwungmassen der Maschinen möglichst niedrig bemessenen Schlußzeit des Turbinenreglers diejenige des Druckreglers tritt, die man durch Verstellen des Kataraktes in weiten Grenzen beliebig verändern kann. Man ist also in der Lage, die in der Rohrleitung noch auftretenden Druckschwankungen in weitgehendem Maße zu beeinflussen — gebräuchlich ist es, als größten Stoßdruck bei völliger Entlastung 110 bis 115% des gewöhnlichen Betriebsdruckes zuzulassen — und zugleich kann man auch den unvermeidlichen Wasserverlust durch Ausprobieren der richtigen Stellung des Ka-

Digitized by Google

taraktes auf das unvermeidliche Mindestmaß herabdrücken: in diesem Sinne ist also der Druckregler mit selbsttätigem Schluß als eine wassersparende Vorrichtung anzusprechen.

Unter ungünstigen Verhältnissen kann es vorkommen, daß die Neigung des Turbinenreglers und eines etwa vorhandenen Ausgleichshochbehälters, Schwingungen in der Rohrleitung zu erzeugen, durch die Tätigkeit eines Druckreglers unliebsam unterstützt wird. Derartiges wurde z. B. im Werk Heimbach anfänglich beobachtet (Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 606ff.). Durch Veränderung der Reglerschlußzeit oder der Kataraktstellung des Druckreglers vermag man aber, wie sich gleich dort gezeigt hat, dieser Schwierigkeiten Herr zu werden.

Besondere Schwierigkeiten ergeben sich dort, wo in einem Kraftwerk die Turbinen in zwei Gruppen für „ruhigen und unruhigen" Betrieb zusammengefaßt sind, und wo dann die durch das immerwährende Öffnen und Schließen der Leitschaufeln der einen Turbinengruppe hervorgerufenen Druckschwingungen entweder durch die gemeinsame Verteilleitung oder das gemeinsame Wasserschloß sich auch auf die Turbinen des ruhigen Betriebes übertragen. Hierfür dürfte sich vielleicht in Zukunft als besonders geeignetes Aushilfsmittel die von Dr. Conrad angegebene Turbinenregulierung (österr. Patent Nr. 45 692) besonders bewähren. Bei ihr ist der Schieber der zum Regulier-Hubkolben führenden Oldruckleitung nicht allein, wie sonst üblich, von dem Ausschlag des Zentrifugalpendels, also von der Umlaufgeschwindigkeit der Maschine abhängig gemacht, sondern auch durch eine zweite Hebelübersetzung an einen kleinen, dem Druck des Betriebswassers ausgesetzten Steuerkolben angeschlossen. Diese Vorrichtung (in Schweiz. Wasserw. 1910, S. 91 näher beschrieben) erreicht z. B., daß bei einer vom unruhigen Betrieb herrührenden Druckerhöhung die Leitschaufeln der Turbinen des ruhigen Betriebs schon zu schließen beginnen, ehe sich noch diese Druckerhöhung in einer Beschleunigung der umlaufenden Maschinen hat geltend machen können.

In allereinfachster Weise werden alle diese Schwierigkeiten vermieden, wenn man den Druckregler als sog. Synchronauslaß arbeiten läßt. Das Wesen dieser Anordnung besteht darin, daß der Freischuß in jedem Augenblick so eingestellt gehalten wird, daß ständig die Summe der durch ihn und die Turbinen gehenden Wassermengen ein und dieselbe, nämlich gleich der je nach der Wasserführung vorhandenen Wassermenge der Oberwasserzuleitung ist. Der in Abb. 963 dargestellte Druckregler kann durch einfaches Einlegen eines Sperrhakens über den Punkten x und z zum Synchronablaß umgewandelt werden, indem dabei die Kataraktwirkung ausgeschaltet wird.

Selbst bei sorgfältigster und zweckmäßigster Durchbildung von Druckreglern oder Synchronauslässen der beschriebenen Bauart läßt sich das Eintreten einer kleinen Verzögerung zwischen der Schließbewegung des Turbinenreglers und dem Ansprechen des Auslasses nicht ganz umgehen. Die dadurch bedingten etwas größeren Druckschwankungen hat man neuerdings bei Anlagen mit Peltonrädern dadurch zu vermeiden gewußt, daß man die Düse, die sonst meistens fest eingebaut und durch eine bewegliche in ihr geführte Nadel nach Bedarf geöffnet und geschlossen wird, nunmehr beweglich auf eine Schwingachse setzte, so daß es möglich wurde, sie durch ein mit dem Arbeitskolben des Turbinenreglers verbundenes Gestänge ausschwingen zu lassen[1]). Auf diese Art wird zunächst ohne jede Veränderung des Wasserflusses der Kraftwasserstrahl mehr oder minder vollkommen von den Schaufeln abgelenkt. Damit ist ein Synchronablaß in einfachster und unbedingt stoßfreier Wirkungsweise gegeben.

Um aber, in speicherfähigen Werken, an Betriebswasser zu sparen und aus naheliegenden konstruktiven Gründen, läßt man meistens nach Vollendung der ausschwingenden Bewegung nunmehr die Nadel durch Vermittlung des Kataraktes langsam in die richtige Schließstellung übergehen, indem man zugleich ebenso langsam die Düse selbst in ihre Anfangsstellung zurückschwingen läßt. Damit ist die denkbar vollkommenste Druckregulierung gesichert.

Eine derartige Anordnung ist z. B. im Kernflußelektrizitätswerk (Abb. 964, 933) ausgeführt. Die aufgestellten 8 Peltonräder leisten je 5375 PS unter rd. 280 m Nutzgefälle. Diese Schwenkdüsen am Kernfluß arbeiten übrigens hier als reiner Synchronauslaß und die Düsennadel wird lediglich von Hand je nach der Betriebswassermenge, die verfügbar ist, Tag für Tag fest eingestellt.

[1]) Eine andere, der Firma Briegleb, Hansen & Co. in Gotha patentierte Anordnung bewirkt die Ablenkung des Strahls dadurch, daß zwei symetrisch gegen die Düse gerichtete Messer, gegeneinander geführt, die äußeren Teile des Strahls abschneiden und seitwärts ablenken, worauf dann nachträglich die Düse, die hier rechteckigen Austrittsquerschnitt hat, durch Zusammenschieben zweier Backen allmählich verengert wird. Bell u. Cie. verwenden statt dessen einen schwingenden Strahlabschneider, u. a. m.

Digitized by Google

Ein wichtiger Punkt bei allen derartigen Hochdruckauslässen ist die unschädliche Abführung der mit gewaltigen Geschwindigkeiten austretenden Wasserstrahlen. Beim Kernflußwerk, wo die Geschwindigkeit in der Düsenöffnung 72 m/sek beträgt, ist diese Aufgabe sehr geschickt gelöst: der abgeschwenkte Strahl trifft auf eine mit ihrem oberen Teil nur wenig gegen die Düsen geneigte Ablenkungsfläche, auf der er sich ausbreitet und in allmählicher Umbiegung in nahezu senkrechte Richtung übergeführt wird. Darauf wird er unten nochmals in gleicher Weise von einer zweiten Ablenkungsfläche in wagrechte Richtung übergeführt und in einiger Höhe über dem Boden des Unterkanals entlassen. Beide Ablenkungsflächen sind zum Schutz gegen die ausschleifende Wirkung des Wassers mit auswechselbaren Stahlplatten bekleidet[1]).

Für die Anordnung der feststehenden Auslässe an den Druckreglern von Francisturbinen gibt Abb. 938 ein gutes Vorbild. Es ist hier vor allem darauf zu achten, daß der Strahl in reichlicher Höhe über dem Boden des Unterkanals und mit möglichst geringer Neigung gegen die Wagrechte austritt. Man wird in vielen Fällen, wo es die Höhen-

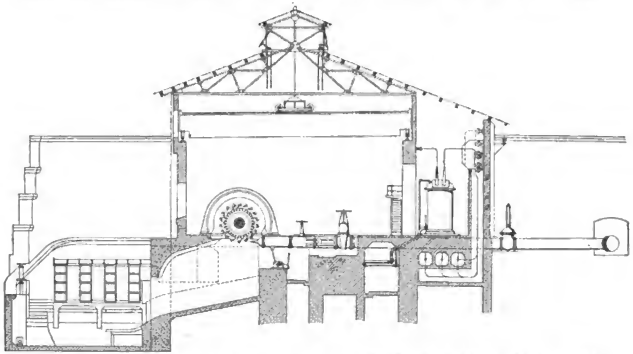


Abb. 964. Kernflußwerk. Krafthaus. Peltonturbinen mit ausschwenkenden Düsen. Maßstab 1:250. (Eng. Rec. 1907.)

verhältnisse an sich ermöglichen, sogar den auspuffenden Strahl über den gewöhnlichen Unterwasserspiegel treten lassen, so daß er schon durch die Wirkung der im Druckwasser vorher in Lösung enthaltenen Luft und den Widerstand der äußeren Atmosphäre verpulvert wird, ehe er in das Unterwasser fällt: eine derartige Anordnung ist beim Kanderwerk getroffen (Schw. Bztg. Bd. 52, Nr. 11 ff.) und beim Puget-Soundwerk (vgl. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1905, paper 1007 mit Photographie). Auch die Verwendung von Konstruktionen ähnlich dem tulpenförmigen Ablenkungskelch von Hohenfurth (Abb. 1013) wird in geeigneten Fällen ein gutes Mittel bieten, um Beschädigungen der Unterkanäle durch zu hohe Austrittsgeschwindigkeiten zu verhindern. Bei großen Wassermengen könnte man vielleicht statt des dann leicht unhandlich und zu teuer ausfallenden Kessels ein zwei- oder dreifaches Gabelrohr anwenden, dessen Austrittsdüsen unter ganz kleinem Winkel gegeneinander gerichtet sind, so daß der größte Teil der Strömungsenergie des Wassers im Zusammenprall vernichtet würde, ohne daß doch durch etwaige aneinander vorbei gehende Teile der Wasserstrahlen die Rohrleitung selbst beschädigt werden könnte (also eine Anordnung nach dem Grundsatz der am Grundablaß des Staudammes bei Ruthken, Abb. 783, ausgeführten).

[1]) Vgl. auch Z. f. T. 1909 S. 453.

Digitized by Google

Eine sehr interessante Ausführungsform eines derartigen „Energievernichters" ist am Sillwerk bei Innsbruck ausgeführt: zur Entlastung des unzulänglichen (S. 1205) Wasserschloßüberfalls hat man dort die eine der beiden Rohrleitungen in der aus Abb. 931 ersichtlichen Weise verlängert und an sie zunächst einen von der Schalttafel des Maschinenhauses aus durch Öldruck zu steuernden Abschlußschieber, dahinter eine Stoßdüse (eingeschnürte Düse mit darauffolgender plötzlicher Erweiterung des Querschnitts) eingebaut. Von der Stoßdüse führt ein kurzes Rohrstück in einen kräftig betonierten und verankerten Schacht, in dem ein schwer vernieteter und verklammerter holzstoßartig aufgebauter Rost aus Eisenbahnschienen sich dem auspuffenden Wasserstrahl entgegenstellt (Abb. 965). Eine Leistung bis zu 5000 PS, entsprechend etwa 3 cbm sekundlicher Wasserführung, wird hier vernichtet. Bei der Betätigung des Auslasses füllt sich der ganze Beruhigungsschacht mit Wasser, und es ist nur ein ruhiges Aufsteigen, begleitet von eigentümlichen zitternden Oberflächenbewegungen festzustellen. Ein Überfall läßt das Wasser sodann ganz ruhig in den Unterkanal entweichen. Eine unangenehme Beigabe der Tätigkeit dieses Energievernichters ist das mächtige donnernde Geräusch, an

Abb. 965. Arbeitsvernichter im Sillwerk (vgl. Abb. 931).

das sich freilich die Umwohner mit der Zeit gewöhnen, vor allem aber die außerordentlich heftige Erschütterung des Erdbodens, die sich noch im Umkreis von 50 m in den benachbarten Wohngebäuden durch das Klirren der Fenster und das Zittern der Gebäude fühlbar machen soll. Ob die Anlage unter diesen Umständen genügende Dauerhaftigkeit besitzt bzw. sich überhaupt ein genügend widerstandsfähiges Bauwerk ohne unerschwingliche Aufwendungen herstellen läßt, muß erst abgewartet werden; der Energievernichter ist erst seit Ende 1908 in Betrieb genommen (neuerdings Tagesspeicher angelegt, S. 1355).

Im erwähnten Einzelfalle war die Wahl der Bauweise beeinflußt durch das Vorhandensein einer das ganze Tal ausfüllenden tiefgründigen Kiesablagerung, die es unmöglich erscheinen ließ, in Verbindung mit dem Unterkanal etwa einen natürlichen Felskolk sich bilden zu lassen, der ja in anderen Fällen wohl den Vorzug verdienen würde.

Entlastung druckloser Zuleitungen. Eine gleich große Mannigfaltigkeit wie im Gebiete der Hochdruckanlagen ist bei den Entlastungseinrichtungen von drucklosen Kanälen nicht festzustellen: der freie Überfall ist weitaus die vorherrschende Bauform.

Über die Grundsätze zur Bestimmung der Höhenlage der Überfallkante wurde bereits auf S. 1206 das Nötige gesagt. Hier ist nur noch darauf aufmerksam zu machen, daß es vielfach nützlich sein wird, einfache Winkeleisenständer oder dgl. längs der Überfallkante anzuordnen, die ein Nachregulieren der Überfallhöhe durch Einlegen von Dammbalken

Digitized by Google

gestatten (Ventavon, Abb. 342, München, S. 487, Tuilière, Abb. 113). Derartige Aufsätze erlauben es u. a. die Überfallkante annähernd immer auf diejenige Höhe zu legen, die der jeweiligen verfügbaren Wasserführung des Flusses entspricht, und sie allein ermöglichen daher eine vollkommene Ausnutzung des Nutzgefälles bei kleinen Wasserständen. — Nach dem im Abschnitt über selbsttätige Wehranlagen (S. 852) Ausgeführten bedarf es hier keiner weiteren Erörterungen darüber, daß der einfache offene Überfall in vielen Fällen, nämlich überall da, wo mit Rücksicht auf den Turbinenbetrieb und auf Ansprüche untenliegender Wasserbenutzer sehr große Spiegelschwankungen nicht zugelassen werden können, in der Anlage unwirtschaftlich, oft überhaupt unzulänglich ist und mit großem Nutzen durch Saugüberfälle, vielleicht auch durch selbstregelnde Klappen, die dann gleichzeitig als Eisablässe benutzt werden können, zu ersetzen wäre. Um davon einen anschaulichen Begriff zu bekommen, braucht man nur etwa die Abb. 947 (offener Überfall) und 648 bis 651 (Saugüberfälle) miteinander zu vergleichen. Abb. 947 stellt den 90 m langen Überfall des Elektrizitätswerks Turbigo dar, das 5 Francisturbinen für je 18 cbm/sek Wasserverbrauch bei 8,2 m Nutzgefälle enthält. Da der Werkkanal von einem Schiffahrtskanal abgezweigt ist und die Bedingungen bezüglich der Einhaltung der Staugrenzen in den oberitalienischen Kanalnetzen überhaupt streng sind (meist nur 20 cm Überstau zugelassen), so mußte man hier darauf bedacht sein, die ganze Nutzwassermenge der Zentrale für selbsttätige Vorrichtungen ständig im Fluß zu erhalten. Man hat daher neben dem sehr langen Überfall, der bei 20 cm Überstau doch nur etwa 200 l/sek auf den laufenden Meter, im ganzen also nur den Wasserbedarf einer einzigen Turbine abzuführen vermag, bemerkenswerterweise hier, bei einer Niederdruckanlage noch 3 Synchronauslässe angeordnet. Es sind dies elektrisch angetriebene Grundschleusen in der rechtseitigen Kanalmauer am Turbinenhaus, deren Steuerung unmittelbar vom Turbinenregler beeinflußt wird. Wieviel einfacher ist indes gegenüber dieser ausgedehnten und durch Anwendung maschineller Einrichtungen teurer und empfindlich gemachten Anordnung diejenige von Verona, Abb. 648, wo die auf einer Angriffslinie von nur 19,4 m Länge untergebrachte Saugheberbatterie 100 cbm/sek bei einer Schwankungsgrenze von nur 5 bis 7 cm abführt, oder gar gegenüber Abb. 653 bis 655, wo auf einer Angriffsbreite von nur 10 m 70 cbm/sek durch Heber abgeführt werden können!

Auch Abb. 872 (Kanderwerk) ist sehr geeignet, die Vorzüge der Saugüberfälle zu beleuchten. Zur Abführung einer Höchstwassermenge von 6 cbm/sek ist hier ein 20 m langer Überfall in dem dazu bedeutend erweiterten Stollenende vor dem Brückenkanal angelegt, und es ist eine Spiegelhebung von 25 bis 30 cm erforderlich, um die gewünschte Leistung zu erzielen. Durch Anordnung eines über die Brustwand des Leerlaufs gehängten Saughebers hätte man hier etwa 500 cbm Felsaushruch und die Zwischenmauer mit etwa 100 cbm Betonmauerwerk im Gesamtwerte von etwa 3500 + 2500 = 6000 M. gegenüber einem für den Heber aufzuwendenden Mehraufwand von 1500 bis 2000 M. ersparen können.

Das Bedürfnis, über eine empfindliche und sogleich in voller Leistungsfähigkeit einsetzende selbsttätige Entlastungsvorrichtung bei geringster Spiegelschwankung zu verfügen, ist zweifellos schon lange empfunden. Als Beleg diene u. a. eine beim Zuleitungskanal des Elektrizitätswerkes Loch Leven eingebaute, an sich gewiß interessante Vorrichtung (Abb. 852). Die Entlastung, die hier an den Punkten geübt werden muß, wo seitliche Zuflüsse in den Kanal eingeleitet werden, ist durch Zylinderventile mit wasserbeschwertem Gegengewicht erreicht, deren Wirkungsweise aus der Abbildung leicht zu entnehmen ist. Man kann indes das Bedenken nicht unterdrücken, daß die Einrichtung durch Verstopfungen des zum Füllen des Gegengewichtes dienenden Zulaufrohres oder durch Eisbildung und Rost an den Führungen des Gegengewichts leicht in Unordnung gebracht werden kann. Man braucht sich nur vorzustellen, in wie einfacher Weise hier ein Heberüberfall anzuordnen gewesen wäre — nämlich einfach dadurch, daß man auf das an Stelle des Zylinderventils hochgeführte Rohrende eine luftdichte weite Saugkappe übergestülpt hätte, oder durch Einhängen eines gewöhnlichen Saughebers über die äußere Gerinnewand — um die großen Vorzüge des einfachen Saugüberfalls gegenüber komplizierteren mechanischen Einrichtungen greifbar vor Augen zu haben. Siehe den Abänderungsentwurf in Proc. Instit. Civ. Eng. Bd. 187, pap. 3932.

Als weitere Belege für das Dasein eines besonderen Bedürfnisses nach höherer Lei-

Digitized by Google

stungsfähigkeit der Überfälle seien angeführt; der aufgelöste Überfall des Jonagekanals (G. Civ. 4. IV. 1896) mit 110 m Grundrißbreite und 150 m abgewickelter Länge, Leistung bei 0,42 m Überstau: 278 cbm/sek. Ferner sei der in Abb. 644 dargestellte gebrochene Überfall vom Kenokanal angeführt.

Allgemeine Anordnung der Freiüberfälle. Wenn der Entlastungsüberfall seine volle Leistungsfähigkeit entwickeln soll, so muß er auch am richtigen Platze und in möglichst günstiger Lage angeordnet sein. Dazu gehört in erster Linie, daß er möglichst nahe beim Turbinenrechen bzw. Wasserschloßeinlauf angelegt wird, wie es bei Turbigo, Abb. 947, Verona, Abb. 648 a, der Fall ist.

Gut ist es, wenn es dabei gelingt, den Überfall kurz oberhalb des Kraftwassereinlaufs anzuordnen. Denn hierbei kann der Überfall beim Vorhandensein einiger abnehmbarer Aufsätze oder Stauschützen auch noch zum Ablassen des Eises mitbenutzt werden und außerdem wird dabei, wegen der unmittelbaren Nachbarschaft zum strömenden Wasser, die Geschwindigkeit des Ansprechens auf das denkbar höchste Maß vergrößert. Wo im Zuleitungskanal eine große Strömungsgeschwindigkeit herrscht und wo der Gesichtspunkt der Eisabführung wegen des Vorhandenseins anderweitiger Schutzmittel nicht in Betracht kommt, ist indes eine Anordnung wie bei Verona (Abb. 648 ff), Ontariowerk (Abb. 694) allein unter dem Gesichtspunkt des Entlastungszweckes betrachtet, vielleicht noch etwas höher zu schätzen. Denn dabei braucht das überschüssige Wasser den natürlichen, seiner Anlaufbewegung entsprechenden Weg nur weiter zu verfolgen, während bei den Überfällen oberhalb des Turbineneinlaufs und seitlich der Kanalufer immer erst ein kleiner Rückstau von der Turbinenanlage her vorhanden sein, und außerdem das Wasser nahezu im rechten Winkel abgelenkt werden muß. Wählt man aber eine solche Anordnung, so muß man darauf bedacht sein, einen möglichst kleinen Raum von „totem Wasser" vor dem Überfall entstehen zu lassen, weil sonst durch die Trägheitswirkung der angestrebte Erfolg wieder beeinträchtigt würde. Am besten wird dies erreicht, wenn es gelingt, den Oberkanal im Bogen auf den Rechen zuzuführen und die Überfallkante in das hohle Ufer zu verlegen, so daß die Schleuderkraftwirkung ausgenutzt wird.

Für die Anlage der Überfälle inmitten einer Oberwasserzuleitung ist es gewöhnlich das einfachste und sparsamste, den Überfall parallel zur Kanalachse auf den Trennungsdamm bzw. die Trennungsmauer (Rheinfelden, Abb. 83) zu legen, bei Stollenführungen ist die Ausnutzung der Fenster zur Anlage von Überfällen die gegebene Lösung (Abb. 944). Dabei sei im Rückblick auf das S. 775 Ausgeführte hervorgehoben, daß hier eine recht weit ausholend geschweifte Linienführung für den Querschnitt der Überfallmauern unbedingt sehr zu wünschen ist, weil sie die Leistungsfähigkeit erhöht. Saugüberfälle können auch hier sehr nützlich sein, da man ohnedies in der verfügbaren Breite meist beschränkt sein wird, und in besonderen Fällen, wie eben fürs Kanderwerk, Abb. 872, nachgewiesen, können sie sogar die an sich wünschenswerte Anlage der Überfallkante „in Front" statt „in Flanke" ermöglichen.

Arbeitsvernichter als Entlastungsanlagen. Alle bisher besprochenen Entlastungsanlagen waren unter der Voraussetzung entworfen, daß die Beaufschlagung der Turbinen nach ihrer jeweiligen Belastung von der Arbeitsmaschine, das ist in der Regel: dem Stromerzeuger her, veränderlich sei. Dieses Verfahren ist u. a. bei speicherfähigen Anlagen allein schon durch die wirtschaftliche Rücksicht auf möglichst gute Ausnutzung des verfügbaren Wasservorrates vorgeschrieben.

Bei allen nicht mit Arbeitsspeichern verbundenen Anlagen besteht diese Rücksicht in der Regel nicht: hier muß im Gegenteil mit Rücksicht auf gute Einhaltung des Stauziels und die Ansprüche der Unterlieger an gleichmäßige Wasserführung darauf gehalten werden, das von oben zufließende Wasser unter möglichstem Ausschluß einer jeden Verzögerung gleichmäßig durchzulassen, sei es durch die Turbinen, sei es durch den Leerschuß oder über den Überfall. Solche Anlagen könnten sich also die Anlage des immerhin kostspieligen Überaichs ganz sparen, wenn sie den Betrieb so einrichten könnten, daß die Turbine stets gerade so weit geöffnet gehalten wird, daß sie die von oben zulaufende Wassermenge voll ausnutzen kann. Für Anlagen mit langen und breiten Werkkanälen, in denen vielleicht schon die 4 bis 5 cm Überstau eines Heynschen Saugüberfalls eine

Digitized by Google

für den Unterlieger sehr fühlbare Störung in den Ablauf bringen können[1]), wäre eine derartige Betriebsweise sogar vielleicht die allerbeste Lösung.

Der Wege, auf denen diese ständige Übereinstimmung zwischen Zufluß und Turbinenbeaufschlagung erreicht werden kann, gibt es mehrere.

Turbinen mit unveränderlicher Beaufschlagung. Bei Turbinenanlagen für elektrischen Betrieb, die mit anderen, vielleicht speicherfähigen Werken, oder, bei Wassermangel, mit Dampfkraftergänzungsanlagen zusammenarbeiten, wird das Ziel oft in einfachster Weise dadurch erreicht, daß man den Geschwindigkeitsregler ausschaltet und die Leitschaufeln der Turbinen von Fall zu Fall neu auf die täglich verfügbare Wassermenge einstellt, wobei dann die Anpassung an den Bedarf durch die selbsttätige Regulierung in den anderen Anlagen hergestellt wird. In dem betreffenden nicht regulierfähigen Werk hat man dann lediglich darauf zu achten, daß die Leitschaufelöffnung auch ständig der zufließenden Wassermenge entspricht, und daß namentlich nicht etwa ein Abmahlen des Wasserspiegels stattfindet, das bei Niederdruckwerken den Wirkungsgrad der Ausnutzung in empfindlicher Weise beeinträchtigen würde. Indes hat man auch für dieses Geschäft schon selbsttätige Einrichtungen geschaffen, die sog. Wasserstandsregler, die von den meisten Turbinenfabriken gleich den Geschwindigkeitsreglern in bestimmten Größen vorrätig gehalten werden. Einen derartigen Apparat zeigt Abb. 966. Die Arbeitswelle trägt fest aufgekeilt zwei Keilräder, sowie lose drehbar zwei Schwingen. Letztere erhalten durch Kurbelstängchen und zwei um 180° versetzte Kurbeln der Antriebswelle ihre hin und her schwingende Bewegung. Die Schwingen tragen zwei einander gegenüber angeordnete Sperrklinken, die abwechselnd in die Keilräder eingreifen, je nachdem ein die beiden gegenüberstehenden Klinken verbindender Lenker nach der einen oder der anderen Seite geführt wird. Die Bewegung dieses Lenkers wird durch ein Hebelgestänge von einem im Oberwasser eingesetzten Schwimmer besorgt. Je nachdem nun das Oberwasser zufolge Nicht-Übereinstimmung von Wasserzufluß und -verbrauch steigt oder sinkt, wird die Arbeitswelle, die durch Gestänge auf die Leitschaufeln der Turbinen wirkt, durch Vermittlung der Keilräder und der auf der einen oder anderen Seite eingreifenden Schubklinken im einen oder anderen Sinne bewegt.

Abb. 966. Wasserstandsregler, Ausführung von Voith-Heidenheim.

Dieser Apparat soll sich vor ähnlichen Ausführungen dadurch auszeichnen, daß er von dem manchmal beobachteten Fehler: Anlaß zum Entstehen von Pendelungen zu geben, frei ist und dabei doch große Empfindlichkeit besitzt, so daß zwischen Vollöffnung und Vollabschluß nur wenige Zentimeter Spiegelschwankung möglich sind.

Für alle Anlagen, die mit großen Wassermengen arbeiten und dabei mit zeitweiligem Kraftausfall zu rechnen haben, liegt der wirtschaftliche Nutzen derartiger Apparate, die vollkommenste Ausnutzung der Gefälle und der verfügbaren Wasserleistung ermöglichen, ohne weiteres auf der Hand.

Bremsregler. In Zentralen, wo man nicht damit rechnen darf, für die verfügbare Wasserkraft unbedingt immer volle Verwendung zu haben, kann man die verbrauchte Leistung in der Weise dem Zufluß anpassen, daß man den jeweiligen Kraftüberschuß vernichtet, oder genauer ausgedrückt: ihn in andere, leichter abzuleitende Energieformen, namentlich Wärme, verwandelt.

[1]) Derartige Verhältnisse bestehen z. B. an der (nördlichen) Alb bei Ettlingen (Baden), die von alten und neuen Werken Reih an Reih dicht besetzt ist und wo das Vorhandensein eines 3 km langen Werkkanals zu erheblichen Unzuträglichkeiten geführt hat.

Digitized by Google

Dazu hat man in älteren Anlagen vielfach mechanische Bremsregulatoren verwendet, bei denen durch ein Fliehkraftpendel derselben Art, wie es bei den gewöhnlichen Geschwindigkeitsreglern verwendet wird, ein Pronyscher Zaum mehr oder minder stark angespannt wird. Diese Einrichtungen, für die sich ein Beispiel in dem kleinen Elektrizitätswerk der Domäne Catlenburg (S. 403) befindet, haben aber den Nachteil, daß sie eine große Leerlaufsarbeit verzehren, sehr geräuschvoll arbeiten, starkem Verschleiß unterworfen sind, wegen der großen erforderlichen Regulierkräfte nicht sehr schnell eingreifen und auch nicht sehr fein eingestellt werden können. Neuere Ausführungen derartiger Bremsregler benutzen daher den Widerstand, der sich in einer strömenden, durch Pumpen von der Turbinenwelle her in Bewegung erhaltenen Wassersäule durch Drosselung oder Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit und Wassermenge erzeugen läßt. Zu den vollkommensten Ausführungen dieser Art zählen die mit Drosselventil und Kapselpumpe arbeitenden Bremsregler von J. Schrieder-Säckingen und die Rüsch-Sendtnerschen Widerstandsregler (Abb. 967). Bei letzteren läuft in einem Gehäuse neben einem Wasserbehälter ein Schaufelrad um. Gehäuse und Wasserkasten stehen durch ein mit Fliehkraftpendel gesteuertes Ventil in Verbindung, außerdem aber noch durch eine Auswurfsöffnung an der höchsten

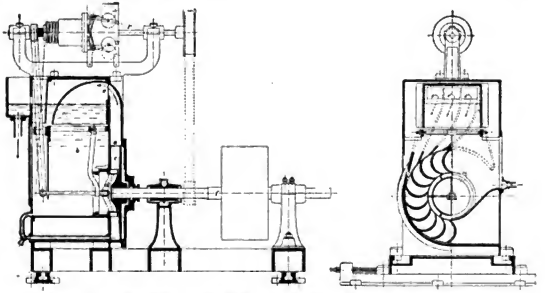


Abb. 967. Hydraulischer Bremsregler, Ausführung Rüsch u. Gannahl-Dornbirn.

Stelle. Bei normaler Drehzahl bleibt das Ventil geschlossen, das Flügelrad läuft in Luft, der Regler verbraucht dabei im Vergleich mit anderen Anordnungen nur sehr geringe Leerlaufsarbeit. Bei Überschreitung der richtigen Drehzahl öffnet das Pendel nach Maßgabe der Abweichung das Ventil, läßt zu dem Flügelrad entsprechend mehr oder weniger Wasser treten, das vom Rade erfaßt, beschleunigt und wieder in den Kasten zurückgeworfen wird. Die aus der zerstörten Arbeit gebildete Wärme wird in einfacher Weise durch allmähliche Erneuerung des Füllwassers abgeführt. Der Antrieb des Flügelrades erfolgt bei langsamlaufenden Turbinen durch Riemenübersetzung, sonst durch unmittelbare Kuppelung. Die Apparate werden in Größen von 1 bis 300 PS ausgeführt.

Über die Preise der Schriederschen Bremsregler gibt folgende Zusammenstellung Auskunft:

Bremsstärke in Ps		Gewicht in kg	Preis in M.
Mit Unterbrechung	Dauerbetrieb		
5	3	300	725.—
10	6	520	945.—
15	10	600	1045.—
25	15	800	1275.—
35	22	1150	1510.—
50	32	1550	1725.—
75	50	2400	2375.—
100	65	2850	2850.—
125	85/90	4500	4000.—

Digitized by Google

Vorzüge dieses und des Schriederschen Apparates sind: hohe Empfindlichkeit, kleine Leerlaufsarbeit (bei unmittelbarer Kupplung höchstens 1% der Höchstleistung), große Lebensdauer, geräuschloser Gang, einfache Aufstellung und Wartung. Die Feinheit der Drehzahlregulierung ist hoch: bei plötzlicher Ent- oder Belastung von 100% auf 0 oder von 0 auf 100% schwankt die Umlaufsgeschwindigkeit nur um $\pm$ 2,5%. Durch Veränderung der Drehzahl des Flügelrades, bzw. der Übersetzung, hat man es beim Rüsch-Regler in der Hand, ein und denselben Apparat in gewissen Grenzen auf verschiedene Normalleistungen einzustellen.

Elektrischer Widerstandsregler. Sehr einfach gestaltet sich die Vernichtung der überschüssigen Arbeit überall dort, wo die Turbinen zur Erzeugung elektrischen Stromes arbeiten: der in der Elektrotechnik seit langem als Mittel zur Anstellung von Belastungsversuchen bekannte Wasserwiderstand bietet dazu bequeme Möglichkeit. Ein solcher Wasserwiderstand besteht grundsätzlich bei Drehstromanlagen aus 3 Elektroden, die je nach der zu erzielenden Belastung verschieden tief in Wasser eingetaucht werden, so daß eine mehr oder minder große Menge des erzeugten Stromes unter Überwindung des Leitungswiderstandes durch das Wasser hindurchgeht (und dieses entsprechend erwärmt).

Die Verstellung des Wasserwiderstandes kann entweder von Hand oder durch eine selbsttätige Vorrichtung in Verbindung mit einem Fliehkraftpendel bewirkt werden.

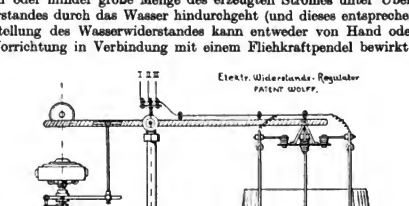


Abb. 968. Elektrischer Widerstandsregler. Patent Wolff.

In der ersteren Weise wird z. B. in einem kleinen Elektrizitätswerk der Società Generale Casalese di Elettricità in Bagnolo ($E_n = 700$ PS, $Q_n = 15$ cbm/sek) gearbeitet, um ohne Anlage eines Entlastungsüberfalles die behördlich vorgeschriebene Schwankungsgrenze von 20 cm einhalten zu können. (Nach einer Mitteilung von Ing. Gregotti, Turin 1905.)

Einen selbsttätigen elektrischen Regler mit Fliehkraftpendel hat Ing. Wolff in Innsbruck erfunden und gemeinsam mit der Firma Voith in Heidenheim bereits in einer großen Anzahl von Elektrizitätswerken in Österreich und Deutschland ausgeführt. Abb. 968 veranschaulicht die einfache Wirkungsweite und Bauart dieses Apparates, der bereits für Leistungen bis zu 900 PS (Lana bei Meran a. d. Etsch) ausgeführt ist, und sich nach Angabe des Erfinders auch ohne weiteres für noch größere Leistungen herstellen läßt. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß der in Abb. 968 dargestellte Apparat, angewendet für eine Leistung von 700 PS, in einer Entfernung von 3 km von der Turbinen- und Stromerzeugeranlage aufgestellt ist: sein Pendel wird dabei von einem kleinen Drehstrommotor angetrieben, dessen Drehzahl bekanntlich genau von der Frequenz bzw. Drehzahl der elektrischen Zentrale abhängig ist. Diese Anordnung bietet natürlich u. a. dort besondere Vorteile, wo der Strom von der Zentrale nach einem einzigen Verbraucherort, etwa einer Fabrik übertragen wird, in der vielleicht noch andere, mit der Wasserkraftzentrale parallel zu betreibende Stromerzeuger aufgestellt sind.

Gegenüber den oben beschriebenen Brems- und Wasserradreglern besitzt die elektrische Widerstandsregulierung von Wolff hauptsächlich folgende Vorteile: die Leer-

Digitized by Google

laufarbeit ist aufs äußerste verringert, da zum Antrieb des Fliehkraftpendels lediglich Bruchteile einer Pferdekraft erforderlich sind. Die Anschaffungskosten sind gering, betragen beispielsweise für 3000 Volt Drehstromspannung und 500 PS Leistung rd. 1800 M. Ebenso sind die Unterhaltungskosten sehr gering, da die Elektroden, für kleine Leistungen und Spannungen: einfache Eisenstäbe, sonst Elektrodenkohle, sich sehr wenig abnutzen. Beispielsweise berichtet Gregotti von dem obenerwähnten italienischen Elektrizitätswerk, daß die dort verwendeten, kohleüberzogenen Bleiplatten zur erstmaligen Anschaffung 800 M., die jährliche Auswechslung des Kohlebelages 80 M. kostet.

In Werken mit mehreren Maschineneinheiten braucht nur ein einziger der Gesamtleistung entsprechender Apparat aufgestellt zu werden, wodurch eine Vereinfachung des Betriebs und Ersparnis in Anschaffungskosten gegenüber etwa einem hydraulischen Bremsregler erzielt wird (der auch an sich bei gleicher Größe teurer sein würde).

Der elektrische Regler ist durchaus unempfindlich gegen unreines Betriebswasser, während bei allen hydraulischen Reglern dafür besondere Filtereinrichtungen vorzusehen sind. (Die bei den meisten Gewässern auftretenden kleinen Unterschiede in der chemischen Zusammensetzung des Wassers, bzw. der Menge der darin gelösten Salze, die den Leitwiderstand erheblich beeinflussen, können durch Nachstellung des Bewegungsgestänges genügend unschädlich gemacht werden.)

Trifft man die Einrichtung so, daß die Elektroden auch bei voller Belastung der angeschlossenen Zentrale noch ein wenig eintauchen, so wirkt der Regulator als Wasserstrahlerder (vgl. S. 388, Beßwitz) und bietet den denkbar besten Schutz gegen Blitzschlag und Überspannungen, wegen deren Wirkungen man ja sowieso in neuzeitlich eingerichteten Elektrizitätswerken meist noch besondere Apparate einstellt.

Ein grundsätzlicher, jedoch nicht ausschlaggebender Nachteil der elektrischen Widerstandsregler besteht allerdings darin, daß sie versagen, sobald durch irgend einen Zufall, Kurzschluß u. dgl. die elektrische Stromlieferung von der Arbeitsmaschine her aufhört. Das wird in bestimmten Fällen, z. B. in Hochdruckwasserkraftanlagen mit langen Rohrleitungen den Hinweis geben, daß man auf die sonstigen Anlagen zur Regelung des Betriebsdruckes und zum Stoßschutz doch nicht unbedingt verzichten kann, aber eine weitgehende Vereinfachung dieser Einrichtungen ist auf alle Fälle möglich.

Gemeinsam haben sämtliche der beschriebenen neueren Bremsregler folgende Vorzüge: die kostspieligen und sorgfältige Unterhaltung erfordernden mechanischen bzw. hydraulischen Drehzahlregler mit Öldruckanlagen usw. fallen weg. — Beispielsweise kostet für eine Anlage mit 3 Turbinen von zusammen 500 PS Nutzleistung, aber nur einem Pendelsteuerapparat (Oldau, S. 323) die Einrichtung des Öldruckreglers nebst Druckpumpe und Leitungen rd. 9000 M. (das sechsfache eines elektrischen Widerstandsreglers).

Der Wasserdurchfluß wird von allen Störungen und Verzögerungen durch die Belastungsschwankungen der Turbinenanlage unbedingt vollkommen frei gemacht, eine bereits mehrfach in ihrer Bedeutung gewürdigte Forderung.

Es werden nicht nur Belastungsschwankungen vom Netz her, sondern überhaupt alle Unstimmigkeiten zwischen Dynamobelastung und Turbinenleistung, die z. B. auch von Druckerhöhungen in der Zuleitung herrühren können, in unbedingt sicherer, schnell wirkender Weise ausgeglichen.

Da der Turbinenbetrieb bei Benutzung von Widerstandsreglern mit feststehenden äußerstenfalls nur von Zeit zu Zeit je nach Wasserabfluß zu verstellenden Leitschaufeln geführt wird, so ist die Abnutzung dieser empfindlichen Teile sehr gering, was namentlich beim Vorhandensein unreinen Betriebswassers unter Umständen von ganz hervorragender Bedeutung sein kann.

Die umfangreichen und vielfach sehr kostspieligen, bei Anlagen mit Regulierung der Beaufschlagung notwendigen Entlastungsanlagen, Überfälle mit Freigerinnen oder Rohrleitungen, Wasserschlösser, Standrohrüberfälle, Synchronauslässe usw. können bei Verwendung von Arbeitsvernichtern entweder ganz gespart oder doch erheblich eingeschränkt, und auch die in die Maschinen einzubauenden Schwungmassen können u. U. vermindert werden.

Diese großen Vorzüge werden voraussichtlich mit weiterer Vervollkommnung der Arbeitsvernichter denselben auf dem ihnen zukommenden Gebiete, der nicht speicherfähigen Wasserkräfte, einen immer größeren Verwendungsbereich schaffen.

Digitized by Google

D. Klär- und Spüleinrichtungen.

Aufgaben. Die von den Wasserläufen mitgeführten Verunreinigungen, Schwemmsel, Kies, Sand und Schlamm, Schollen- und Grundeis hält man, soweit es sich ohne übertriebene Aufwendungen ermöglichen läßt, gerne von dem Eintritt in die Triebwasserleitungen ganz ab. Oder man sucht sie im weiteren Verlaufe der Zuleitung noch vor dem Eintritt des Betriebswassers in die Turbinen bzw. in die Druckleitung auszuscheiden. Bis zu welchem Grade die Ausscheidung zu treiben ist, hängt, wie bereits bei Besprechung der Wasserfassungen (S. 898) hervorgehoben, wesentlich von der Bauart der Turbinen und dem Betriebsgefälle ab. So ist fein verteilter Schlamm, wie ihn bei Hochwasser fast alle Flußläufe bringen, im allgemeinen überhaupt unschädlich. Es sei denn, daß das Betriebswasser zum Antrieb von hydraulischen Druckreglern und ähnlichen empfindlichen Apparaten verwendet wird, die man dann in der Regel durch besondere kleine Filteranlagen schützen muß. Besser noch nimmt man in solchen Fällen Veranlassung, an Stelle von Druckwasser Drucköl zu verwenden.

Brauchte man so an und für sich keine besonderen Vorsichtsmaßregeln an Gewässern zu treffen, die nur feinen Schlamm bringen, so läßt es sich doch wieder nicht vermeiden, daß derselbe sich in unerwarteter und unerwünschter Weise an gewissen Stellen in den Zuleitungen, namentlich auch in den Verschlüssen von Rohrleitungen, bei den Querschnittsübergängen usw. ablagert und mit der Zeit entweder unliebsame Gefällsverluste verursacht oder auch die Abnutzung der beweglichen Teile stark befördert: also muß man auch hier sich durch Anordnung von Spülauslässen oder durch Beschaffung von Baggereinrichtungen helfen.

Wie verschieden die Sandführung zu beurteilen ist, je nachdem es sich um ein Werk mit langsamlaufenden Niederdruck- oder mit schnellaufenden Hochdruckturbinen handelt und weiter: je nach der Menge, Häufigkeit und Herkunft des mitgeführten Sondes, wurde bereits S. 898 angedeutet. Kies, namentlich grober, sollte unter allen Umständen von den Turbinen- und Rohrleitungen ferngehalten werden, weunschon beispielsweise große Niederdruckturbinen, auch gelegentlich einmal hineingelangte große Kieselsteine zufällig ohne gerade Schaden zu leiden, durchlassen können. Bei Francisturbinen unter hohen Gefällen, wie sie neuerdings mehr und mehr gebaut werden, ist dabei noch die Gefahr gegeben, daß im Augenblick des Schließens der Leitschaufeln, etwa infolge Kurzschlusses, ein gerade zwischen ihnen befindlicher Stein sich einklemmt, wodurch das Abschneiden des Wasserzuflusses verhindert und die Turbine ohne Belastung der Beaufschlagung ausgesetzt würde. Dieser Gesichtspunkt veranlaßt, nebenbei bemerkt, vielfach dazu, die Francisturbinen für derartige Verhältnisse mit besonderen, vom Geschwindigkeitsregler abhängig gemachten Bremsvorrichtungen auszustatten, um das „Durchbrennen" der Maschinen, bei dem die normale Drehzahl um 70 bis 80% überschritten und die Turbine der Gefahr des Explodierens ausgesetzt würde, mit Sicherheit zu verhindern[1]).

Schwemmsel aller Art müssen selbstverständlich von allen Rohrleitungen und Turbinen, auch bei kleinen Gefällen, ferngehalten werden. Denn auch, wo es sich nur um Gräser und Blätter handelt, geben sie leicht Anlaß zu Verklemmungen in den Leitapparaten. Namentlich „ersoffenes" Laub ist sehr schädlich: es kann sich, wo es in Massen auftritt, in den Turbinen so verfilzen, daß eine dichte und harte, mit dem Pickel zu lösende Masse entsteht.

Eis ist im allgemeinen in allen seinen Erscheinungsformen eine sehr unliebsame Beigabe: als Oberflächeneis legt es sich vor die Rechen, erhöht die Gefällsverluste und setzt den Rechen der Gefahr des Eingedrücktwerdens aus. Als schwammiges Grundeis im ganzen Querschnitt verteilt treibend, verlegt es gleichfalls entweder den Rechen oder es setzt sich, soweit es zwischen den Rechenstäben hindurchgelangt, bzw. -gedrückt ist, in den Turbinen fest, diese allmählich verstopfend. Das feine Nadeleis schießt gleichfalls mit Vorliebe an den Rechenstäben und an den Turbinen an (vgl. Abb. 679, Wiesberg).

Die zur Reinigung des Wassers verwendeten Mittel sind: Rechen, Schwellen, Tauchwände, Klärbecken (vgl. S. 890).

[1]) Beispielsweise ist im Lanzowerk bei Turin zu diesem Zweck an eine 4000-PS-Francisturbine ein gegenläufiges Peltonrad angeschlossen, das in dem erwähnten Falle beaufschlagt wird. Außerdem werden die Leitschaufeln durch Einschaltung von Federn vielfach voneinander unabhängig gemacht.

Digitized by Google

Rechen dienen hauptsächlich der Zurückhaltung von Schwemmseln, Platteneis, und, je nach der Stabweite auch: Kies. In den meisten Fällen wird am Einlauf äußerstenfalls ein Grobrechen angelegt, während der Feinrechen erst im Wasserschloß bzw. an der Turbinenanlage folgt. In besonderen Fällen, namentlich dort, wo die Zuleitung durchweg verdeckt und im sicher verkleideten Querschnitt ausgeführt ist, setzt man wohl auch den Feinrechen gleich an die Wasserfassung, aber auch hier meist erst hinter einen die gröbsten Schwemmsel und Eisstöße abweisenden Grobrechen (Löntschwerk, Abb. 486, Freiburg, Abb. 667/69). Wo man aber mit empfindlichen Hochdruckturbinen arbeitet, ist es auch hier gut, immer noch einen zweiten Feinrechen vor den Einlauf zu den Druckrohren anzubringen, der die etwa aus dem Stollen abgebröckelten Fels- und Betonstückchen und andere, unerwartet hineingeratene, Verunreinigungen abfängt (Löntschwerk, Abb. 487/88).

Über die Ausbildung und die Anordnung der Grobrechen am Einlauf wurde bereits im Abschnitt „Wasserfassung" (S. 893) ausführlich gesprochen.

Die Feinrechen werden in der Regel aus Flacheisenstäben hergestellt, die in Tafeln zusammengefaßt und auf Gerüsten und Böcken aus Formeisen verlegt werden. Die lichte Entfernung zwischen den einzelnen Stäben ist in erster Linie von der Bauart der Turbinen und zweitens von der Natur des Gewässers bzw. der darin vorkommenden Verunreinigungen und der zu schützenden Fischsorten, abhängig. 20 bis 25 mm ist für Hochdruckanlagen, 30 bis 40 mm für Niederdruckwerke das gebräuchliche Maß für die lichte Stabentfernung. Die einzelnen Stäbe werden in der Regel mit dem einfachen rechteckigen Querschnitt in handelsmäßig zu beziehenden Flacheisen ausgeführt; Das ist für den Wassereintritt wegen der dabei entstehenden Einschnürung nicht ganz günstig, und Gelpke-Braunschweig hat daher vorgeschlagen[1]), Stäbe von flacher Fischbauchform zu verwenden: dieser Vorschlag ist gewiß unter bestimmten Verhältnissen, gewöhnlich vor allem dort, wo Kies mit dem Rechen nicht in Berührung kommen darf, sehr beachtenswert. Nur wird der höhere Preis der, vorläufig noch nirgends als Handelsware erhältlichen Stäbe mit Fischbauchquerschnitt, wie schon Gelpke hervorhebt, noch ein Hindernis für ihre Verwendung darstellen. Es darf aber auch nicht übersehen werden, daß dort, wo man mit Kiesandrang zu rechnen hat, die Gefahr des Einklemmens von einzelnen Steinen in die Zwischenräume durch eine derartige keilförmige Gestaltung der Rechenstäbe wohl erhöht werden würde.

In dieser und anderer Beziehung vorteilhafter dürfte ein neuerdings von Ing. Bitterli am Kraftwerk Rheinfelden eingebauter Rechenstabquerschnitt mit verdicktem Kopf und im übrigen rechteckiger Begrenzung sein. Bei angemessener Abrundung der Kanten verspricht ein derartiger Querschnitt noch gute hydraulische Wirkung, dabei ist es besonders vorteilhaft, daß der Mindestlichtabstand sich nur auf eine Tiefe von wenigen Millimetern erstreckt, während dahinter infolge der Verjüngung vom rundlichen Kopfe auf den flach-rechteckigen Teil eine beträchtliche Querschnittserweiterung gegeben wird. Dadurch werden die Reibungsverluste, die neben den Einschnürungsverlusten zu berücksichtigen sind, vermindert. Gleichzeitig aber bietet die flach-rechteckige Form in konstruktiver Beziehung wesentliche Vorteile. Es hat sich nämlich bei den großen Niederdruckwerken als sehr wichtig herausgestellt, daß die einzelnen Rechentafeln in sich möglichst steif und unlöslich verspannt werden. Die sog. Distanz-Hülsen, die zwischen den einzelnen Rechenstäben auf die durchgezogenen wagrechten Rundeisen aufgereiht werden, müssen durch scharfen Anzug der mit Gegenmutter zu versehenden Spannmutter oder besser noch durch rechteckige Bearbeitung und Einlassen in entsprechend ausgefräste Vertiefungen der Rechenstäbe dauernd unbeweglich gehalten werden. Bei dem Werk Chèvres, wo diese Vorsicht noch nicht beobachtet war, gerieten beispielsweise die Entfernungshülsen durch die starke Wasserströmung in dem überlasteten Rechen in Drehung und die Rechenstäbe wurden mit der Zeit durchgeschliffen. Das ging so weit, daß ganze Reihen benachbarter Rechenstäbe auf diese Art gelöst und durch den Wasserdruck über die Entfernungshülsen hinweg zusammengeschoben wurden, so daß große Lücken von mehreren Dezimetern Weite in dem Rechen entstanden. — Wertvolle Versuche über die im Rechen sich ausbildende Einschnürung, den Rechenverlust und den Wirkungs-

[1]) Gelpke, Turbinen u. Turbinenanlagen.

Digitized by Google

grad (μ) bei verschiedener Stabform hat Professor H. Ryon an der Cornell Universität angestellt.[1])

Er fand bei einem lichten Stababstand von 12,5 mm und einem Stabquerschnitt von 12,5/75 mm folgende Werte des Wirkungsgrades: für voll rechteckigen Querschnitt $\mu = 0{,}811$, für Flachstäbe mit beiderseits unter 45° zugeschärften Köpfen $\mu = 1{,}032$, endlich für einseitig zugeschärfte Eisen $\mu = 0{,}985$ bzw. 0,832, je nachdem die Schärfe vorn oder hinten angeordnet wurde.

In der Regel werden die Feinrechen unter einem Winkel von 30° bis 45° gegen die Senkrechte geneigt, um die Reinigung, die gewöhnlich mit Handharken erfolgt, zu erleichtern und den Wirkungsgrad zu verbessern, d. h. bei gegebener Wassermenge und gegebenem Querschnitt des Rechenbettes, den Gefällsverlust im Rechen zu vermindern.

Daß letzteres Ziel durch Schrägstellung des Rechens tatsächlich erreicht werden kann, muß man von vornherein zugeben, wenn man überlegt, daß ein quer zum Wasserlauf durch den Rechen geführter senkrechter Schnitt eine um so kleinere getroffene Eisenquerschnittsfläche zeigt, je mehr sich die Neigung der Rechenstäbe der Wagrechten nähert. Es ist aber auch anzunehmen, daß bei einer gewissen mittleren Neigung der Erfolg einen (mathematischen) Höchstwert erreichen wird, weil bei sehr flach gelegten Rechen wieder die größere Länge der durch Reibung das Wasser hemmenden Berührungsflächen hinderlich wirkt. Einer praktisch brauchbaren rechnerischen Ergründung sind diese Zusammenhänge kaum zugänglich[2]) und es wäre lebhaft zu wünschen, daß durch Modellversuche in großem Maßstab Klarheit über diese, auch in wirtschaftlicher Beziehung bedeutsame Frage geschaffen würde.

Soviel ist auf alle Fälle sicher, daß man zu günstig rechnet, wenn man für die Bestimmung der hydraulischen Leistungsfähigkeit eines Rechens die volle schiefgemessene Länge der Rechenstäbe mit der Nutzbreite des Rechens und dem Einschnürungsbeiwert vervielfacht, und daß man auf der anderen Seite zu ungünstig rechnet, wenn man für einen schiefgestellten Rechen wieder nur die senkrecht gemessene Wassertiefe in Anrechnung bringt. Man müßte also, wenn man die wirkliche Länge der Rechenstäbe l in Rechnung stellt, noch einen Berichtigungsbeiwert μ_1 beifügen, für dessen Angabe heute leider noch die Grundlagen fehlen. Ist dann die volle Rechenbreite (Grundrißlänge) noch b, die Stabdicke d und der lichte Stababstand a, so berechnete sich die wirklich für die Verlustberechnung maßgebende Strömungsgeschwindigkeit im Rechen aus der Wassermenge Q_n:

$$v = \frac{a+d}{a} \cdot \frac{1}{\mu \cdot \mu_1} \cdot \frac{Q_n}{b \cdot l}.$$

Der entsprechende Gefällsverlust ist $\Delta h = \frac{v^2}{2g}$, wovon aber noch die Geschwindigkeitshöhe des anlaufenden Wassers abzuziehen wäre. (Diese wird allerdings oft verschwindend klein sein, weil entweder der Rechen nicht senkrecht zur Strömungsrichtung steht, oder ein Beruhigungsbecken im Wasserschloß angelegt ist, vgl. später S. 1259.)

Die Abmessungen, die man zweckmäßigerweise dem Rechen gibt, bestimmen sich übrigens in der Regel weniger aus dem wirtschaftlichen Gesichtspunkt des günstigsten Ausgleichs zwischen Wirkungsgrad und Anlagekosten, als aus wichtigen betriebstechnischen Rücksichten: Ein zu stark ausgenutzter Rechenquerschnitt ist viel mehr der Gefahr der Verlegung durch Laub und Eis ausgesetzt; denn wenn einmal der Rechenwärter mit der Reinigung nicht nachkommt, so steigert sich sofort die einmal begonnene Verlegung zunehmend rascher, weil die verfügbare Durchströmungsfläche, vorher schon aufs äußerste belastet, damit eine sogleich empfindbare Einschränkung erfährt, die rückwirkend die

[1]) Eng. Rec. 31. XII. 1910.

[2]) Verfasser hat unter Berücksichtigung der Reibung und Einschnürung und mit Verwendung der gewöhnlichen hydraulischen Formeln ein Beispiel durchgerechnet. Dabei fand sich bei einer Rechenneigung (gegen die Wagrechte) zwischen 45° und 75° der geringste Druckverlust, aber auch außerhalb dieser Grenzen nur sehr geringe Steigerung desselben. Man darf also, wie es auch in der Praxis von jeher geschah, die Rechenneigung hauptsächlich nach den betriebstechnischen Rücksichten der möglichst leichten Bedienung bestimmen; 60° ist dafür ein geeignetes Maß. Die unwirtschaftlich flachen Rechenneigungen, wie man sie vielfach noch findet, sind für die Bedienung eher eine Erschwernis als eine Erleichterung, da sie das Ansetzen der Rechenharken am äußersten Rechenfuß erschweren.

Digitized by Google

Durchströmungsgeschwindigkeit, den Gefällsverlust, die Verlegung und die Kraft, mit der die Mitbringsel auf den Rechen gedrückt werden, zunehmend steigert.

Als tatsächlich bei ausgeführten Anlagen auftretende Strömungsgeschwindigkeit im Rechen findet man meist noch Werte über 1,2 m/sek bei Niederdruckwerken bis gegen 2 m/sek bei Hochdruckwerken (vgl. auch Tabelle 10, S. 1314). Grundsätzlich würde man ja aus rein wirtschaftlichen Gründen bei Hochdruckanlagen allerdings eine höhere Rechenbelastung zulassen dürfen als bei Niederdruckanlagen, ohne aber etwa den Gefällsverlust einfach verhältnisgleich dem Rohgefälle annehmen zu dürfen, wie es beispielsweise Gelpke empfiehlt, vgl. S. 160.

Vielerorts müßten aber Geschwindigkeiten schon von 1 bis 1,2 m/sek im Hinblick auf die eben berührten praktischen Gründe als über der zulässigen Grenze liegend bezeichnet werden[1]) und in solchen Fällen, wo es ohne übermäßige Aufwendungen erreichbar ist, sollte man daher noch geringere Geschwindigkeiten festsetzen, namentlich wenn das Betriebswasser zeitweilig sehr unrein und die Bedienung des Rechens, etwa wegen tiefer Lage desselben unter dem Oberwasserspiegel (Talsperren!) oder wegen großer Wassermengen (Niederdruckwerke) an sich erschwert ist. (Albulawerk, S. 909, Sioule, S. 552.)

Für die Grundrißanordnung des Rechens kommen folgende Gesichtspunkte in Betracht: wird der Rechen senkrecht zum Wasserstrom aufgestellt (Ventavon, Abb. 344), so kann zwar die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers noch am besten ausgenutzt werden, es wird aber leicht dabei die Rechenbreite zu klein genommen, und es wird vor allem die Spülung der meist vor dem Rechen noch angeordneten Kiesschwelle erschwert, wenn nicht unmöglich gemacht. Zudem muß die Ankunftageschwindigkeit des Wassers in den meisten Fällen doch verloren gegeben werden, weil, wieder aus Rücksichten des Kiesschutzes, das Wasserschloß, dessen Breite in der Regel die des ankommenden Kanals erheblich übersteigt, gleichzeitig auch noch tiefer als dieser gehalten werden muß. So sprechen höchstens Sparsamkeitsrücksichten, größere Einfachheit der Ausführung usw. für den vollständig quer gestellten Rechen. Um am Beispiel von Ventavon zu bleiben, muß man aber hervorheben, daß durch geeignete Ausbildung der Schwellenspülung (aufgelöste Spülung) wohl die in manchen Fällen doch wieder sehr erwünschte Querstellung des Rechens auch zulässig gemacht werden kann. Der Anreiz dazu wird namentlich dort vorliegen, wo der Rechen ohnedies eine große Länge erhalten muß, weil dabei erfahrungsgemäß doch auf keine Weise eine vollkommene Spülung der Grundstelle durch den üblichen einseitig angebrachten Grundablaß zu erreichen ist.

Die schiefe Rechenanordnung befördert freilich in gewissem Grade an sich die Spülung der Schwelle und bietet dabei für Niederdruckwerke mit Turbinen im offenen Schacht den Vorteil, daß sie gestattet, die Rechenbreite über das, sonst durch die Abmessungen der Turbinenkammern festgelegte, Maß zu vergrößern. Für beide Zwecke muß aber die Schräge des Rechens, wenn sie wirksam sein soll, schon recht kräftig gegriffen werden, mindestens etwa entsprechend einem Steigungsverhältnis 1:5, wie es die Anlagen Mühltal (S. 342), Langweid (S. 461), München, Moosburg (S. 490) zeigen — eine so geringe Abweichung von der Querrichtung wie bei Wangen a. Aare (Abb. 229) hat keinen praktischen Wert. Für die Rechenspülung darf man sich dabei auch von einer derartigen stark schrägen Anordnung nicht allzuviel versprechen, da durch den starken Einzug des Wassers im Rechen während des Betriebs eine wirksame Abspülung von Schwemmseln, Platteneis usw. doch ausgeschlossen wird, solange nicht sehr viel Überwasser gegeben werden kann (vgl. Ontariowerk, S. 921). Deshalb ist denn auch bei allen Werken, die mit Eisschwierigkeiten zu kämpfen haben, der Eisschutz in erster Linie einem oberhalb des Rechens eingelegten Schwimmbalken zugewiesen.

Wo es die Geländeverhältnisse gestatten, wohl gar nahelegen, das Krafthaus bzw. Wasserschloß in der Flanke des Zuleitungskanales anzuordnen, wie beim Peggauwerk, Abb. 969, oder bei Verona, Abb. 648 ff., kann man die denkbar beste Wirkung erzielen, ohne die immerhin kostspielige dreieckförmige Rechenbühne, wie bei Gersthofen (Abb. 258) usw. anlegen zu müssen. Wenn dabei der Raum nach der Breite so reichlich ist wie bei Verona, so würde man dies wohl zweckmäßiger im Gegensatz zu der dortigen Ausführung dazu benutzen, den Rechen vollständig getrennt von der Turbinenanlage (bzw. bei einem

[1]) Wohl als Erster hat Stadtbaurat Th. Koehn-Berlin Anregungen in dieser Richtung gegeben.

Digitized by Google

Wasserschloß: den Rohreinläufen) in die Flucht der ankommenden Kanalwand vorzulegen. Dort könnte man ihm dann unabhängig von den Abmessungen der dahinter liegenden Bauten, die auf Rücksicht des Wirkungsgrades und Güte der Reinigung erwünschte Breite geben.

Voraussetzung für die Wirksamkeit derartiger Anordnungen ist aber immer das Vorhandensein eines reichlich bemessenen Leerschusses am unteren Ende des Rechens, und selbst damit wird man nur in betriebstillen Zeiten, wo man zeitweise eine nach der andern der eingestellten Turbinen bzw. Rohrleitungen für kurze Zeit außer Betrieb setzen kann, eine wirksame Rechenspülung erwarten dürfen. Schon deshalb nicht, weil zu einer solchen eine im Betrieb meist nicht aufzubringende große Wasserabgabe erforderlich wäre.

Abb. 969. Peggauwerk. Oberwasseransicht kanalabwärts.

Rechenreinigung. Ein sehr bemerkenswerter Vorschlag zur Anordnung einer Rechenspülung ist von Gelpke[1]) gemacht worden: Im Vorboden des Rechens sind einzelne Spülschleusen anzuordnen (Abb. 970), durch die man, nach Abschluß der dabei vor dem Rechen anzuordnenden Oberwasserschützen das im Wasserschloß, bzw. der Turbinenkammer angesammelte Wasser rückläufig durch den Rechen abziehen kann — wobei natürlich der größte Teil der aufgeschwemmten Verunreinigungen mitgerissen würde. Wenn man den Einlauf und die Druckkammer durch eine Längswand halbieren wollte, so könnte man diese Reinigung sogar, ohne die Turbine aus dem Betrieb zu nehmen, abwechselnd für jede Rechenhälfte für sich vornehmen. Für Werke mit großen und zeitweise stark verunreinigten Wassermengen kann die Anordnung wohl vorteilhaft sein, sie ist im neuen Rheinwerk bei Augst (Schweizerseite) zum erstenmal in Anwendung. Tatsächlich gelingt es dort trotz der großen Rechentiefe von annähernd 7 m sehr rasch durch den Rückstrom die ganze große Rechenfläche wirksam zu reinigen: keineswegs drängt sich, wie man wohl befürchten konnte, der Wasserstrom nur auf den Rechenfuß, vor dem die Auslaßöffnung liegt, zusammen. Die Speisung der zeitweilig hälftig abgesperrten Kammer wird dort übrigens in sehr interessanter Weise durch Saugheber bewirkt, die, in die Betonzwischenmauern eingebaut, das Wasser aus den beiden Nachbarkammern herleiten.

Hier sei auch an die bewährte Rechenspülung am Einlaß des Albulawerkes erinnert (S. 909).

Als interessante hierher gehörige Einzellösung sei auch der kegelförmige, rotierende Rechen des Kraftwerkes am Salt River erwähnt[2]):

Am Ende eines rd. 30 km langen Zuleitungskanals für 7 cbm sek Normalwassermenge liegt ein Pumptriebwerk mit 72 m Nutzgefälle. Das Wasser führt viel Geschiebe, Gras, Moos usw., und man hatte im Anfang des Betriebes sehr mit Brüchen des Reglers und der Turbinen zu kämpfen. Diese Mißstände sollen vollständig beseitigt worden sein durch Einbau eines kegelförmig gebauten Stabrechens von 12 mm Lichtweite und 6,5 qm Nutzfläche. Der Stabrechen ist als Kegelstumpffläche von 3,4 bzw. 2,0 m Endkreisdurchmesser und rd. 5 m Achsenlänge ausgebildet. Die Kegelachse ist in der Richtung des Wasserzulaufs, gegen die anschließende Druckleitung hin ansteigend, angelegt, derart, daß das ankommende Wasser in das offene weitere Kegelende eintritt und seine Verunreinigungen auf der inneren Kegelmantelfläche liegen

[1]) Gelpke, Turbinen und Turbinenanlagen.
[2]) Trans. Am. Soc. Civ. Eng. pap. 1072. 1908. Bd. 60.

Digitized by Google

läßt. Ein kleiner Elektromotor treibt ein Schaltwerk zur langsamen Drehung des Rechens und eine kleine Pumpe, die das Spülwasser in eine über dem Rechenkegel angebrachte Kipprinne hebt. Durch den in Unterbrechungen aus dieser Kipprinne über den jeweils in der Luft befindlichen Teil des Kegelmantels geschütteten Spülstrahl wird das Rechengut in eine innerhalb des Rechenkegels angeordnete, feststehende Ableitungsrinne geschwemmt. Die Ausführung soll sich gut bewährt haben. Ob wirklich durch die angedeutete Art der Spülung die schwierigeren Schwemmsel mit Sicherheit von der Rechenfläche zu entfernen sind, darf aber bezweifelt werden.

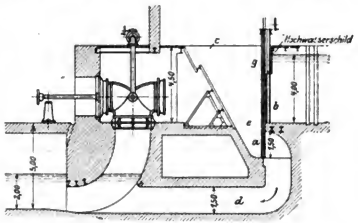


Abb. 970. Rechenspülung, Vorschlag von V. Gelpke.

Einen sehr interessanten Vorschlag zur Ausbildung eines selbsttätig sich spülenden Rechens für kleinere Wassermengen hat die Firma Bouehayer und Viallet in Grenoble gemacht (in Technique Moderne 1902, Nr. 1). Das aus der Stauhaltung in die Wasserfassung überfallende Wasser (Abb. 971) gelangt auf dem Wege der ausgezogenen Pfeile von unten durch einen liegenden Feinrechen und durch einen zweiten Überfall in den Kanalmund. Staut sich infolge zunehmender Verlegung des Feinrechens das Wasser in dem Raum B und s auf, so tritt zuletzt der nach dem Unterwasser des Wehrs führende Saugüberfall a in Tätigkeit. Dadurch wird die Vorkammer C entleert und durch den dabei eintretenden Rückstrom durch den Rechen (punktierte Pfeile) wird das Rechengut durch den Saugüberfall abgeschwemmt. Der Heber tritt außer Tätigkeit, sobald bei s Luft eintritt. Darauf stellt sich dann der normale Durchfluß nach der Turbinenzuleitung (ausgezogene Pfeile) ein. Der wohl noch nirgends ausgeführte Vorschlag würde allerdings eine außerordentliche Wasserverschwendung bedingen, da der Saugüberfall doch wohl mindestens das Doppelte der jeweiligen Betriebswassermenge abzuführen fähig sein muß. Denn da der Zufluß über den Einlaufüberfall a nicht unterbrochen wird, muß zur Herstellung einer Rückströmung durch den Rechen die Wasserentnahme aus der Kammer C, B tatsächlich eine entsprechend größere sein. Wenn indes die Schwemmselführung nur bei höheren Mittelwasserständen oder kleinen Hochwassern auftritt, so wird bei passenden Betriebsverhältnissen diese Wasserverschwendung hingenommen werden können. Dabei müßte aber im einzelnen Falle noch die Frage geprüft werden, ob der Oberwasserkanal den Ausgleich der durch den Betrieb der selbsttätigen Spülung entstehenden Zulaufschwankungen zu übernehmen vermag.

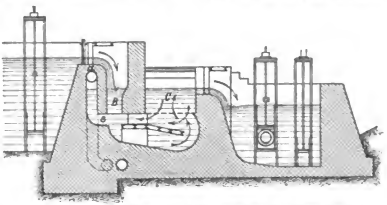


Abb. 971. Wasserfassung mit selbsttätiger Rechenspülung. Patent Bouchayer und Viallet.

Das unmittelbare Herausholen der vor dem Rechen angeschwemmten Verunreinigungen ist mangels solcher Spülvorrichtungen nicht zu umgehen, es wird in der Regel durch Handarbeit besorgt mit eisernen Harken, für die sich die einzelnen Betriebsleiter vielfach ihre eigenen, aus den Betriebserfahrungen heraus entwickelten Konstruktionen geschaffen haben. Die Arbeit des Aufholens der vom Wasserdruck auf den Rechen ge-

Digitized by Google

preßten Schwemmsel ist bei größerer Wassertiefe recht beschwerlich, auch das richtige Ansetzen der Harke am Rechenfuße wird mit zunehmender Tiefe immer schwieriger, und man sollte daher bei Handbedienung die Tiefe der Rechenschwelle unter dem Betriebswasserspiegel nicht unnötig groß, wenn irgend möglich nicht über 4,5 bis 5 m, annehmen. Muß das Rechenpodium mit Rücksicht auf Speicherbetrieb oder Hochwasser höher gelegt werden, so empfiehlt sich die Anbringung einer Berme in geringer Höhe über dem Ruhespiegel (bei Anwesenheit eines leistungsfähigen Überfalles: über dem Betriebsspiegel), wie es beispielsweise in Wangen a. d. Aare (Abb. 231) und in Gersthofen, Abb. 259) der Fall ist.

Abb. 972. Rechenharken. Maßstab 1:10.

Als sehr wesentlich sei bei dieser Gelegenheit hervorgehoben, daß dem Rechenpodium eine ausreichende Tiefe gegeben wird. Als warnendes Gegenbeispiel sei wieder Rheinfelden angeführt (Abb. 1027). Im Herbst sind hier oft die gewaltigen Massen von Laub, Wassermoos, dürren Zweigen usw. nur von einer großen Anzahl von Arbeitern unter bedeutenden Anstrengungen herauszubefördern, und diese Arbeit und namentlich die Beseitigung der geförderten Schwemmselmassen wird ungemein durch die Enge des Rechensteges erschwert.

Zur Veranschaulichung diene, daß in 8 Tagen (2. Nov. bis 9. Nov. 1910) dort 1648 cbm Laub gefördert wurden. Das heißt: bei 70% Ausnutzung der Normalwassermenge von 520 cbm/sek betrug der Laubanteil 6,5 Liter auf 1000 cbm.

Zur Erleichterung des Aufziehens der Harken hat der Betriebsleiter des Elektrizitätswerkes Aue bei Baden i. Schweiz eine Harke mit zwei Laufrollen ausgestattet (Abb. 972). In der Zeit des Laubrinnens sind freilich derartige Harken nicht verwendbar, hier braucht man dicht aufliegende Schabeisen, die das sich fest auf und um die Rechenstäbe legende Laub, Gras usw. fassen können. Zur Freihaltung des Rechens von Eis und geballtem Schnee werden vielfach besonders kräftig gebaute, pickelartige Instrumente mit nur wenigen Zacken verwendet.

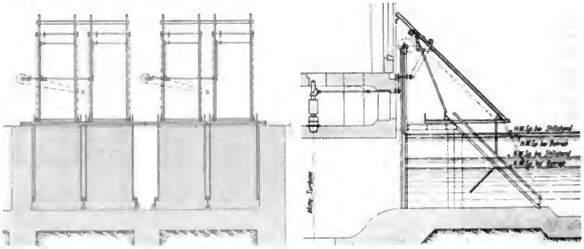


Abb. 973. Rechenputzmaschine Solingen. Maßstab 1:200.
(Amme, Giesecke u. Konegen).

Maschinelle Rechenreinigung. Die Freihaltung des Rechens von Schwemmsel und Eis ist, von Hand in dieser Weise ausgeübt, bei vielen Anlagen eine sehr schwierige Arbeit (vgl. Mitteilungen von Saillant, Rheinfelden, S. 889, 1290). Sie verursacht große Betriebskosten und ist unter Umständen schwierig zu bestellen, weil sich die erforderliche große Zahl von Arbeitern natürlich nicht dauernd einstellen, sondern nur aus den in der Umgegend — vielleicht — vorhandenen menschlichen Siedelungen nach dem augenblicklichen Bedarf aushilfsweise rekrutieren läßt. Man hat daher schon vielfach Versuche gemacht, die teure und in schwierigen Fällen doch nicht immer ausreichende menschliche Handarbeit durch Maschinenarbeit zu ersetzen.

Digitized by Google

So ist am Rechen des Niederdruckwerkes der Stadt Solingen (S. 613) die in Abb. 973 dargestellte, von Amme, Giesecke und Konegen in Braunschweig gebaute Reinigungsvorrichtung im Gebrauch. Sie wird dort hauptsächlich gegen Laubrinnen benutzt, das zeitweilig sehr stark auftritt. Die Rechenfläche wird in kurzen Zwischenräumen von einer an endloser Kette geführten Streichleiste von unten nach oben überfahren, und alle Verunreinigungen werden dabei auf ein oben querlaufendes Förderband abgestreift, das sie an das Ufer nach den dort bereit gehaltenen Karren befördert. Der Antrieb erfolgt durch einen kleinen Drehstrommotor von 3 PS für die 3 Apparate der 3 Turbineneinläufe gemeinschaftlich. Die Anschaffungskosten ohne Motor haben im ganzen 6600 M. betragen, und die jährlichen Unterhaltungskosten sollen nach Mitteilung des Betriebsleiters 200 M. ausmachen, dabei werden aber 2 Mann an Bedienung erspart, da es genügt, wenn der Maschinenwärter von Zeit zu Zeit hinausgeht, um etwaige Störungen abzustellen.

Rechnet man also mit 5 und 3 % für Verzinsung und Abschreibung und mit der hohen Betriebsdauer von 6000 Stunden im Jahr bei einem Kilowattstundenpreis von 3,5 Pfg. unter der jedenfalls zu ungünstigen Annahme, daß aller von dem Motor verbrauchte Strom durch Dampfkraft (Kohlenpreis 15,6 M/t) zu liefern ist, so kommt man auf folgende Gegenüberstellung:

Maschineller Rechenreiniger kostet jährlich:

Zins und Abschreibung 8 % von 6600 M.	M. 530
Unterhaltungskosten	„ 200
Stromkosten: 3 · 6000 KWstd = 18000 KWstd zu 3,5 Pfg.	„ 630
Summe	M. 1360

Reinigung von Hand kostet:

Lohn für zwei Mann (Tagelöhne 4,6 bis 5,2 M.) an 365 Tagen . .	M. 3500

Ersparnis durch maschinelle Reinigung . . . . . „ 2140

Die Einrichtung, für die sonach der rein rechnerisch-wirtschaftliche Vergleich schon so günstig sich stellt, „bewährt sich[1]) derart gut, daß sie für den Betrieb unentbehrlich geworden ist".

Für große Rechenlängen würde die Beschaffung ortsfester Rechenreiniger wie in Solingen natürlich zu kostspielig sein: hier wird man darauf abheben müssen eine fahrbare Maschine zu bekommen, die der Reihe nach die einzelnen Rechenfelder bearbeitet. Eine solche (patentierte) Einrichtung ist im Elektrizitätswerk Chèvres seit Mai 1910 im Betrieb[2]) (Abb. 974/975, 693a).

Der Apparat läuft auf Schienen über die 190 m lange Rechenbrücke, er wird von einem 15-PS-Drehstrommotor mit 120 Volt betrieben und kann nach Wunsch mit 30 m/Min. Geschwindigkeit, oder für die größeren Umsetzungen: mit 50 m/Min. laufen.

Die Harke besteht aus einem beweglichen Führungsrahmen *A*, der um einen Zapfen *B* schwingen

Abb. 974. Rechenputzmaschine Chèvres im Betrieb. (Services techn. Genf.)

[1]) Mitteilg. der Dir. der Städt. Gas-, Wasser- u. Elektrizitätswerke Solingen an den Verf. d. B.

[2]) Nach Mitteilung von den Herren: Direktor Graizier und Betriebsleiter Saugey in Genf.

Digitized by Google

kann. In diesem Rahmen läuft zwischen Rollen der „Stiel" aus Formeisen, in dem seinerseits eine Blechtasche: *H* befestigt ist. Diese Harke sinkt allein durch Eigengewicht auf den Rechenfuß herab und wird durch ein Stahlseil *D*, das auf die Trommel *E* aufgewickelt ist, vom Motor *F* aus gehoben. Während des Niedergangs ist der bewegliche Arm durch die Klauen *G* festgehalten, und die Tasche *H* ist dadurch auf 20—60 cm vom Rechen abgehoben. Sowie aber die Harke den Rechenfuß erreicht, trifft der Daumen *J* an dem Stiel *K* einen Anschlag *L* und löst die Klinke *G* aus, so daß die Tasche unten auf den Rechen fällt. Ist das Getriebe *M* einmal in Gang, so genügt es, den Treibriemen von der losen Scheibe *N* auf die feste *N'* zu leiten, um die Harke aufsteigen zu lassen. Kurz ehe dann die Tasche den oberen Rechenrand erreicht hat, läuft die schräge Führungsbahn *P* auf die Rolle *Q* auf und hebt die Harke vom Rechen ab, um sie im weiteren Aufwärtsgang wieder allmählich über den Rand des Schütttrichters *S* zurücksinken zu lassen, soweit das die jetzt wieder eingefallene Klinke *G* erlaubt. Hierbei stößt die Tasche dann mit der Klinke *u—u'* an den Anschlag *T*, wodurch die Kippbewegung der Tasche in die punktierte Stellung *H* der Abb. 975 eingeleitet wird. Bei noch weiterem Aufwärtsgang des Stiels *K* stößt zuletzt der Daumen *X* an den Anschlag *Y*, wodurch der Treibriemen wieder auf die lose Rolle eingerückt wird. Jetzt hat der Maschinist einzugreifen: er löst die Reibungsbremse *I*, und der Stiel gleitet, die Trommel *E* mitnehmend, wieder herab. Bei *4* ist noch eine Handausrückung angeordnet, bei *5* eine Fangvorrichtung für den Fall, daß das Seil reißt.

Zum Betrieb (Abb. 974) sind drei Mann nötig, ein Wärter auf der Maschine, zwei Handlanger für die Überwachung der Rechentafel und das Ausladen der geförderten Schwemmsel.

Der Zeitbedarf für die Reinigung eines (2 m breiten und 6 m hohen) Rechenfeldes ist 1 Minute (20″ Abwärts-, 20″ Aufwärtsbewegungen, 20″ Umstellen der Maschine von einem Feld aufs nächste). Die Maschine hat im Sommer 1910 schon bis zu 185 cbm Schwemmsel in 24 Stunden entfernt[1].) Für die Aufstellung der Maschine mußte der alte, hierfür nicht vorbereitete Rechensteg erheblich verstärkt werden, weil das Aufziehen der vom Wasser mit großer Kraft auf den Rechen gedrückten Harke natürlich bedeutende Belastungen bedingte — ein für ähnliche Ausführungen nicht zu übersehender Punkt.

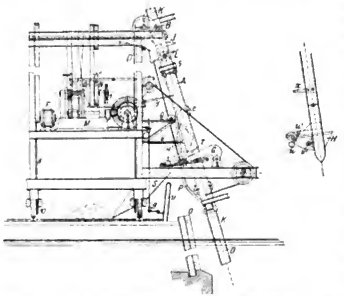


Abb. 975. Rechenputzmaschine Chèvres. Maßstab 1:100.

An sich hat sich aber die Maschine bisher vollkommen bewährt und durchaus zur Zufriedenheit gearbeitet. (Ähnliche Maschinen sind neuerdings aufgestellt worden in Rheinfelden und Augst-Wyhlen, Abb. 1048 b.)

Eiskratzen. Auch für die nicht minder schwierige Arbeit des Eiskratzens hat man in neuerer Zeit Maschinen eingestellt. Über deren Bewährung kann zwar noch nichts Bestimmtes mitgeteilt werden, weil die Versuche noch zu jung sind, sie versprechen aber allem Anschein nach doch auch Gutes.

Eine derartige, im Elektrizitätswerk der Stadt Bruck a. d. Mur vom Herrn Betriebsleiter Maier eingerichtete Anlage zeigt Abb. 976. Diese Vorrichtung bewegt die Streifleiste durch einen einfachen Umschaltungsmechanismus langsam hin und her. Dabei liegt diese ständig auf dem Rechen, da es sich hier lediglich darum handelt, diesen vom angesessenen Eis freizuschaben, bzw. das Eis durch den Rechen und die Turbinen hindurch abtreiben zu lassen. Über die Anwendung aushebbarer Rechenfelder, ähnlich der Einrichtung an der Sioule (S. 553) siehe Abschnitt: Niederdruckwerke, S. 1296.

Ein sehr gutes, wenn schon bei großen Rechenbreiten etwas kostspieliges Mittel, um den Rechen gegen Vereisung zu schützen, ist es, denselben zu überbauen, wie es beispielsweise in Beßwitz (Abb. 192 95) und besonders weit verbreitet in Nordamerika der Fall ist, wo man mit sehr harten Wintern zu rechnen hat. Es ist dabei vor allem wichtig, den

[1]) Entspricht gerade der auf S. 1240 von Rheinfelden mitgeteilten Leistung.

Digitized by Google

Zutritt der kalten Luft durch eine vor dem Rechen niedergebrachte (meist gelenkig aufgehängte) Tauchschürze abzuschneiden, weil gerade die bei den eisernen Rechen nicht zu vermeidende Ableitung der Wasserwärme in die umgebende kalte Luft sehr zum Ansetzen des Nadeleises beiträgt. Die Querschnitte solcher amerikanischen Rechenanlagen zeigen die Abb. 1029 und 1041, und auch in den europäischen Gebirgsländern finden sich vielfach Beispiele überbauter Rechen, z. B. in St. Maurice (Abb. 977), zu geschweigen der kleinen Wasserschlösser an den Endigungen von Stollenzuführungen, z. B. Abb. 992/993: Sillwerk; Abb. 995: Burglauenen; Abb. 996: Hohenfurth.

Abb. 976. Rechenkratzmaschine für Grundeis in Bruck a. Mur.

Mit der Überbauung wird natürlich auch die Bedienung des Rechens wesentlich erleichtert und, wie wohl zu erwarten, in weiterer Folge, verbessert, so daß sich die Mehrausgabe bei einigermaßen schwierigen äußeren Verhältnissen sehr gut rechtfertigt. —

Mehrfach hat man schon versucht, die Freihaltung des Rechens von Eis durch Aufgeben eines Strahls von Dampf oder Wasser zu erzielen.

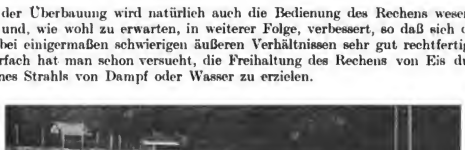


Abb. 977. Eisstreifwand im Kanal von St. Maurice.
(Im Hintergrund Stollenverrechen.)

Dampf wird z. B. benutzt in verschiedenen kanadischen Wasserkraftwerken (nach einer Mitteilung im Eng. Rec. 1907, S. 216ff.), ferner in Schönenwerd a. d. Aare hauptsächlich zum Enteisen der Turbinen, ferner in Ikervár in Ungarn[1]) und anderwärts. Trotz mancher gegenteiliger Beobachtungen muß man anscheinend annehmen, daß in dieser Weise gute Ergebnisse nicht zu erzielen sind, die Gründe dafür hat Dr. Lüscher[2]) ausführlich auseinandergesetzt. In Schönenwerd beispielsweise hat die Dampfzuführung nachgewiesener-

[1]) Vgl. Z. f. T. 1905, S. 190.
[2]) Lüscher, Das Grundeis. Aarau 1906.

Digitized by Google

maßen versagt, dagegen hat die Zuführung eines Druckwasserstrahls aus der vorhandenen Wasserleitung ohne vorherige künstliche Erwärmung angeblich gute Ergebnisse gezeitigt.

Beim Münchener Südwerk hat man gleichfalls anfänglich mit Grundwasserberieselung unter 4 atm Druck gearbeitet. Das Wasser, das eine Temperatur von 4° bis 5° hatte, war aber zu kalt, später wurde mit Wasser aus der städtischen Leitung gearbeitet, das eine Temperatur von 7° bis 8° besaß, hier erwies sich aber der Druck als zu klein. Die Direktion des Elektrizitätswerkes kommt daher (in einer an den Verf. d. B. gerichteten Mitteilung) zu dem Schluß, daß eine Berieselung unter den dort vorliegenden Verhältnissen nur dann erfolgreich sein könne, wenn mit warmem Wasser und mit hohem Druck gearbeitet werden kann, wie dies z. B. in dem Werk Höllrigelskreuth der Isarwerke weiter oberhalb der Fall ist. Dort wird das heiße Wasser der vorhandenen Aushilfsdampfanlage entnommen (ursprünglich hat man auch dort mit Grundwasser gearbeitet, zu dessen Gewinnung ein besonderer Stollen mit Pumpenanlage vorgetrieben wurde, es scheint aber, daß man auch dort ohne künstlich erwärmtes Wasser nicht ausgereicht hat). Die dort verwendete Spülvorrichtung ist patentiert und wird von der Maschinenfabrik Schelsan & Issmayer in München geliefert.

Daß die Betriebskosten derartiger Einrichtungen nicht unbeträchtlich sein können, sieht man sofort ein, wenn man sich vergegenwärtigt, daß schon theoretisch zum Schmelzen von 1000 Liter Eis von 0° C 80 000 Kalorien nötig sind, entsprechend — da der Wirkungsgrad eines gut konstruierten Rostes und Dampfkessels im Mittel etwa 50% beträgt — mindestens 11 kg guter Steinkohlen (die in München rd. 28 M/t kosten).

Diese Bemerkung verdeutlicht von neuem, wie wichtig es ist, durch Schaffung tiefer Werkkanäle und u. U. überbauter Rechen einen unnötigen Wärmeverlust im Triebwasser von vornherein nach Möglichkeit zu vermeiden.

Eisabwehr in der Zuleitung. Am Kanaleinlauf lassen sich in der Hauptsache nur Oberflächeneis, treibender Schnee, Schwemmsel durch Schwimmbalken und Tauchwände (S. 892) und der in den tiefsten Schichten treibende Teil des Grundeises durch die Kiesschwelle und den Grundablaß zurückhalten. Ein großer Teil aber des über den ganzen Querschnitt verteilten schwammigen Grundeises, dazu Nadeleis, das von oben zutreibt oder sich am Grobrechen angesetzt hatte, endlich auch Oberflächeneis, das sich unter der Tauchwand oder durch den Rechen durchgedrückt hat, muß in den meisten Fällen doch im Kanal erwartet werden. Dazu kommt dann noch bei offenen Kanälen das im Kanal selbst entstandene Platteneis, das vom Ufer aus vorwächst, oder sich bei Stauungen der von oben zutreibenden Eis- und Schneemassen durch langsames Aufwärtswachsen weiterbildet und das bei Schwankungen aufbricht und zum Abtreiben kommt. Endlich kommen dazu Schneemassen, die von den, vielleicht zu steil angelegten, Ufern abrutschen und als breiige Masse an der Oberfläche hintreiben.

Eine sehr anschauliche und lehrreiche Darstellung der Vorgänge in Eiszeiten auf einem in dieser Beziehung unter besonders schlimmen Verhältnissen arbeitenden Werkkanal, des Werkes Klagenfurt, hat Herr Ingenieur v. Winkler in Elektrotechnik und Maschinenbau, Wien, 16. Aug. 1909, gegeben, sie folgt[1]) hier auszugsweise:

„Zu Zeiten, wo die Zufuhr von Roheis (Nadeleis) und Grundeis groß ist, sind folgende Vorgänge hinsichtlich der Vereisung zu beobachten:

Das Eis kommt in großen, balligen Massen an und ragt zunächst nur wenig über die Wasserfläche hinaus. Jeder Widerstand in der Bewegung der Massen jedoch, jeder Wirbel, jede Geschwindigkeitsverminderung kann veranlassen, daß die Massen sich an der Oberfläche stauen, sie bilden dann sofort in der kalten Luft regellose Grate, in denen die Eisperlen fest aneinanderfrieren. Zwischen diesen sich schuppenartig ansetzenden Eiskrusten stagniert nun das übrige Gemisch von Wasser und Roheis und friert gleichfalls an, so daß die Eisdecke bald vollständig gebildet ist. Die Geschwindigkeit dieser Deckenbildung ist verschieden je nach der Außentemperatur und hat bei dem Kanal mit 10 m Wasserspiegelbreite bis 50 m in der Stunde erreicht. Es können auch verschiedene Perioden der Eisbildung beobachtet werden, und früher entstandene Schollen sind in regelloser Verbindung mit einer Decke aus Eis einer zweiten Periode zu beobachten. So hatten sich z. B. nach der ersten Eisperiode Schollen, die an den Seiten haften geblieben waren, zum Teil losgelöst und quer gestellt und auf den dazwischen verbliebenen freien Wasserflächen trat die Bildung der Eisdecke von neuem auf.

An der anfänglich nur dünnen, unten rauhen ersten Eiskruste setzen sich weitere Eiskörner aus dem stets vorbeifließenden Roheis an, und bald entsteht auf diese Weise eine Eisdecke von mehreren Zentimetern Dicke. Je rascher die Dicke wächst, desto besser, weil dann das Eis eine sehr harte und zähe

[1]) Mit dankenswerter Erlaubnis des Herrn Verfassers.

Digitized by Google

Konsistenz gewinnt. Es bleibt vollkommen undurchsichtig, ist aber fest und kann bei genügender Dicke, wenn keine Schneelast daraufkommt, als Decke des Kanals erhalten bleiben, was manche Vorteile mit sich bringt. Schreitet aber die Verdickung der Eisdecke nur langsam vorwärts und muß man den Kanal als Speicher benutzen, um zeitweilig Wasser für den Bedarf der starken Betriebsperioden aufzuspeichern, so wird die Eisdecke beim Anstauen gehoben, bricht beim Entleeren des Kanals wahllos, meist nach einer nahezu längs der Kanalmitte verlaufenden unregelmäßigen Bruchkante ein und schwimmt zum Teil auf dem gesenkten Wasserspiegel, während das andere Ende (dem Querschnitt nach) noch auf der Böschung anliegen bleibt. Steigt nun das Wasser wieder, so können die beiden Hälften der Eisdecke nicht mehr in ihre frühere Lage zurückkommen, da sie sich untereinander und an den Böschungen klemmen. Sie bilden demnach in der Mitte einen stumpfen Winkel, der späterhin von Wasser, das wieder Eis mitführen kann, überflutet wird. Daher findet man oft ein Abwechseln von hartem, zähem Grundeis und hartem, brüchigem Spiegeleis, auch fest gewordenem Schnee usw. Während dieser Vorgänge hat sich unter der Eisdecke neuerdings Eis angesetzt, die Schollen sind verschoben worden, an einzelnen Stellen traten Stauungen ein, an anderen, wo warme Quellen in den Kanal einbezogen worden waren, eine Lösung und ein weiteres Aneinander- und Untereinanderschieben von Eis und Schollen. Bei wiederholtem Heben und Senken des Wassers im Kanal wiederholen sich auch die Schiebungen, die Eisplatten bersten und werden durch den Druck der nachschiebenden aufrecht gestellt, die Zwischenräume füllen sich mit anderen Eisbrocken oder Eisbrei aus, und der Kanalquerschnitt wird erheblich verengt. Die Folge davon ist ein verminderter Durchflußquerschnitt, die Gefahr des Ansetzens von noch mehr Eis, der Hebung der Eisdecken bis an den Rand des Obergrabens und für die Kältezeit ein vollständiges Verbauen des Kanals mit Eis, für die Tauwetterzeit die Bildung eines Eisstoßes und dessen unberechenbare Folgen, die auch katastrophal werden können, wenn warmes Wasser, wie so häufig, gleichzeitig mit warmem Regen und dem Steigen der Gewässer vereint eintritt.

Bei solchen klimatischen Wasser- und Betriebsverhältnissen ist es daher eine der ersten und schwierigsten Aufgaben, die Bildung der Eisdecke zu verhindern oder, wenn es absolut nicht zu vermeiden ist, dieselbe so rasch als möglich fortzuschaffen. Da das Klagenfurter Elektrizitätswerk eine Dampfzusatzanlage besitzt, die die „Spitzen" des Diagramms decken kann, so ist es in der Regel möglich, selbst, wenn bei heftig und massenhaft auftretendem Eis die Bildung der Decke nicht verhindert werden konnte, dieselbe doch noch vor der Hauptbetriebszeit des nächsten Tages zu entfernen, bevor sie zu dick geworden ist. Es ist hierzu viel und mühsame Handarbeit nötig und die möglichste Zugänglichkeit unerläßlich. Die Eisdecke wird von der Seite zertrümmert und die Brocken durch das Wasser abgeführt. Ist die Decke aber schon etwas tragfähig geworden, so führt die folgende Methode recht rasch zum Ziel. Ein Arbeiter legt quer über den Kanal ein Laufbrett und schneidet die Eisdecke parallel zu demselben Brett durch, indem er hierzu entweder eine Zugsäge mit derben Zähnen und quer zum Blatt gestelltem Doppelgriff verwendet, die am unteren Ende stark beschwert ist und durch ein aufgehacktes rundes Loch ins Wasser gelassen wird, oder indem er mit Krampen oder Beil eine Nut von einigen Zentimetern Tiefe in die etwa doppelt so dicke Eisdecke schlägt. Mittels Krücken, Spitzstangen, Feuerhaken u. dgl., durch die Praxis sich ergebenden Spezialwerkzeugen, brechen nun beiderseits andere Arbeiter die Eisdecke von den Ufern ab und erreichen es durch Wuchten und Stoßen, daß dieselbe sich bald ganz von der wasseraufwärts verbleibenden Eisdecke trennt und in Form großer Schollen vom Wasser weitergetragen wird. Die Schollen werden leicht vor dem Feinrechen von einer über den Leerlauf führenden Laufbrücke aus durch eine weitere Arbeiterpartei zertrümmert, wenn die ihnen durch die ersteren Manipulationen beigebrachten „Schrieke" (Prellsprünge) nicht schon ihr weiteres Zerfallen vorbereitet haben, und dann über den Leerlauf geschoben. Bei älterem und vollkommen ohne Laufbrett tragfähigem Eis wird diese Arbeit mühsam und läßt den gewünschten Erfolg nicht in der geboteuen Zeit erreichen; es kann ja immer nur an einem Ort gearbeitet werden, weil das Eis eine freie Wasserbahn erfordert, wenn nicht großer Schaden durch Verlegen des Kanals entstehen soll. Das Wasser bringt ohnedies zumeist noch frisches Grund- oder Roheis mit, und die Arbeiter am Leerlauf, dessen Breite eine gegebene Größe ist, haben vollauf zu tun, um das in der geschilderten Weise an einem Ort abgebrochene Eis fortzuschaffen.

Bedeutend mühsamer und kostspieliger, auch gefährlicher und für die ganze Anlage verderblicher ist die Abfuhr des Eises jedoch, wenn die Decke in der früher geschilderten Weise sehr dick geworden ist. In diesem Falle ist es ein Glück, wenn die Schichten des Eises nicht allzu fest aufeinander haften. Es handelt sich wieder um den Kanal frei zu bekommen; da aber wegen der Dicke des Eises die frühere Methode der vollständigen Enteisung nach der ganzen Breite versagt, so muß man sich begnügen, einen freien Kanal von etwa 15 m Breite beiläufig in der Mitte der Wasserbreite zu erreichen. Man kann sich hierbei nicht genau an die Mitte halten und tut gut, die zahlreichen Sprünge, die das Eis der Länge nach immer aufweist, wenigstens als einen Rand des freien Kanals zu benutzen.

Um rascher vorwärts zu kommen, lag es nahe, Sprengungen der Eisdecke mit Dynamit zu versuchen. Dieselben ergaben aber nur lokale Wirkung und wurden dann eingestellt, weil man ohnedies eine schädliche Rückwirkung auf die mit Beton befestigten Kanalwände befürchtete. Die weitere Arbeit wurde jedoch durch die früher geschilderte Methode bei Benutzung der Längssprünge sehr erleichtert und nur dann aufgehalten, wenn man zufolge der verschiedenen Lage der Sprünge in den verschiedenen Eisschichten unfreiwillig mehr Eis ablösen mußte als das Freimachen des Kanals allein erforderte. Die hierbei erforderlichen Arbeiten sind aus Abb. 978 zu erkennen. Zwei Arbeiter gehen um einige Meter voraus und schlagen mit dem Beil die schon früher erwähnten Nuten in die oberste Eisschichte. Wenn sich die Sprünge in den einzelnen Schichten decken, werden alle gleichzeitig mittels der Säge durchschnitten. Nun stemmen die weiteren Arbeiter die Eisschichten der Reihe nach weg, was an der Tiefe des Eintauchens der Werkzeuge auf dem Bild zu erkennen ist, und die Eisstücke werden mit dem neuen oder dem unterhalb des Eises herausquellenden Grundeis vom Wasser selbst weggefördert. Im Winter des Berichtsjahres (1908/09) war das Eis stellenweise 1.4 m dick geworden, hatte aber eine Durchschnittsdicke von etwa 1 m. Der Kanal wurde auf dem 2300 m langen Obergraben in ca. 14 Tagen fertig ge-

Digitized by Google

stellt, so daß auf den Tag ca. 350 cbm Eis entfallen. Da von Eis bei Verladung 60 cbm Material auf einen Waggon gehen, so repräsentiert dies die schöne Zahl von ca. sechs Waggon Eis pro Tag. Abb. 978 zeigt rechts die Böschung des Kanals mit einer starken Schneedecke, unmittelbar daranstoßend die der Länge nach aufgestellte erste Eisdecke mit Neuschnee bedeckt, weiter links und auf der andern Seite des aus-

Abb. 978 bis 981. Kanalbetrieb im Winter, Werk Klagenfurth, nach v. Winkler.

Abb. 978. Aufeisen.

Herstellen eines freien Kanals. Der Kamm (rechts) besteht aus nahezu senkrechten Eisschollen, die zufolge Hebens und Senkens des Wasserspiegels gebrochen sind, sich am Rande aufgeklemmt haben und mit Neuschnee bedeckt sind.

gestemmten Kanals die Sprünge der obersten Eisdecke, die zufolge Hebens und Senkens entstanden waren. Die ganze Eisdecke ist an dieser Stelle stark gesenkt geblieben, indem sich die Schollen verklemmten; daher tritt das Wasser zum Teil aus, die Leute stehen in mit Wasser durchsetztem Neuschnee, obwohl der Abfluß schon ungehinderter ist.

Die seitlichen Eismassen werden vorläufig belassen, da sie den Lauf des Wassers nicht mehr stark behindern und schlimmstenfalls von demselben überflutet werden.

Abb. 979. Arbeit am Werksüberfall

Lange und sehr dicke Scholle, welche während des Überschiebens zerbricht.

Wohl aber machen sie die Bewegungen des Wassers bei Stau und Senkungen mit und lösen sich mehr oder minder regelmäßig vom Ufer. Tritt dies durch längere Zeit nicht selbsttätig ein, so wird es von Hand bewirkt, um nicht abzuwarten, bis etwa gerade zur stärksten Betriebszeit die Schollen ungewollt abgehen, wo sie dann nicht fortzuschaffen sind und erst recht Stauungen an unerwünschter Stelle, nämlich am Feinrechen verursachen können. Hierbei wird bloß die nur mehr lose Verbindung am Ufer durchstoßen und die Scholle an mehreren Stellen mittels Brechstangen abgedrückt. Regelmäßig bricht dieselbe längs eines vorhandenen Quersprunges und schwimmt als oft 40 bis 50 m langes Ganzes fort. Sie muß aber am Leerlauf beim Feinrechen zerkleinert ankommen, um kein Anstauen zu bewirken; deshalb springen einige Leute auf die Scholle, die sehr gut trägt und Gleichgewicht hält, und zerschlagen dieselbe während der Fahrt. Bei Passieren der Brücken müssen sich die Leute niederlegen. Diese verhältnismäßig leichte und dankbare Arbeit wird vom Personal immer mit großer Freude gemacht, da sie ihnen auch Gelegenheit zu waghalsigen Manövern bietet. Das Gelingen eines solchen und der gespendete Beifall muntert zur Nachahmung an, wogegen ein unfreiwilliges Bad — bei — 15° Luft und + 0,5° Wasser — große Heiterkeit — bei den Unbeteiligten — erregt.

Größere Schollen, die auf dem Wege nicht vollkommen zerschlagen werden konnten, werden am

Digitized by Google

Überfall zerkleinert. Die Arbeiter steigen dann rasch auf das Laufbrett vor dem Leerlauf und fördern etwa eingeklemmte Eisstücke weiter. Diese Arbeit ist sehr anstrengend, und man muß sich beeilen, da sehr bald neue Schollen nachdrängen und bei dem geringsten Versehen, einer falschen Drehung oder Leitung des Eises eine eisstoßartige Stauung, ein Übereinanderschieben der langen Schollen eintreten kann, das dann doppelte und dreifache Arbeitsintensität verlangt. Das Laufbrett von der dem Leerlauf zugekehrten Seite ist in Abb. 979 in dem Augenblick dargestellt, wo ein Eisblock über den Leerlauf geschoben wird, nachdem die mächtige Dicke des Eises es notwendig erwiesen hat, den Steg teilweise zu entfernen. Die Gefahr ist dadurch bedeutend erhöht, es läßt sich aber nichts anderes machen. Durch eine Brechstange, die so stark in einen Eisblock eingekeilt worden war, daß sie nicht mehr herausgezogen werden konnte, wurde das Geländer abgebrochen, was einen Einblick in die auftretenden Kräfte gestattet. Links und im Hintergrunde sind die tropfsteinartigen Eismassen zu sehen, die sich beim Ablagern des Wasserstaubes an den Wänden bilden, der durch das Zerstäuben des überfallenden Wassers entsteht. Diese haften im Winter fest an allen Flächen an und werden erst im Februar oder März gefährlich. Denn da dringt schon die Erdwärme an die Oberfläche, und während diese Eismassen bei mangelndem Sonnenschein und zur Nachtzeit oberflächlich noch wachsen, kann es vorkommen, daß sie durch die Erdwärme den Halt verlieren, als mächtige Brocken abbrechen und den Ablauf versperren. Sie müssen daher gelegentlich auch entfernt werden, solange man ihre Abfuhr in der Hand hat. Übrigens ließe sich dies durch eine freiere, nicht so schlitz- bzw. trichterartige Anordnung des Leerlaufes wesentlich erleichtern.

Abb. 980.

Gefaltete Schneemassen, welche auseinandergezogen werden, um die Bildung einer neuen Eisdecke zu hindern.

Wenn nun das Eis auf die geschilderte Weise über den Leerlauf gebracht ist, so sammeln sich wegen der verhältnismäßig geringen Wassermenge die Eisschollen am unteren Ende des Leerlaufkanales, wo derselbe in den Unterwassergraben mündet, massenhaft an.

Abb. 981. Schollen und Roheis im Oberwassergraben.

Wenn jene Menge Eis, die dem Arbeitsprogramm entspricht, oder die mit Rücksicht auf den Betrieb an dem betreffenden Tage aus dem Oberwassergraben entfernt werden konnte, bewältigt ist, so wird die Grundschleuse am Leerlauf gezogen und dadurch ein kräftiger Wasserschwall erzeugt, der das unten abgelagerte Eis hebt und rasch in den Unterwassergraben wirft. Geschähe dies nicht, so müßte der bei weiterer Verminderung des Wassers fest zusammenfrierende Eisstoß am nächsten Tage noch gebrochen werden, was unendliche Schwierigkeiten und Gefahren hervorrufen würde.

Es gibt noch eine Art Atmosphärilien, die dem Betrieb einer Wasserkraftanlage lästig und gefährlich

Digitized by Google

werden kann, nämlich der Schnee, und zwar der meist bei Temperaturumschlag im März massenhaft fallende, feuchte, schwere Schnee. Was davon unmittelbar ins Wasser fällt, ist wenig von Belang, wohl aber alle jene Schneemassen, die von den oft steilen Flußufern in den Fluß gleiten. Auch werden durch die bei steigendem Wasser eintretende Überschwemmung der Ufer der Seitenbäche große Schneemassen gebracht, und endlich kommt jener Schnee hinzu, der die an den Ufern noch haftenden Schollen beschwert und zum Abbrechen bringt und mit ihnen sowie mit dem von den Böschungen nachstürzenden Schnee das Oberwasser verunreinigt. Es entsteht dann im Wasser ein zäher, träger Brei, der sich zufolge des Nachdrängens der Massen an der Oberfläche meist faltet und eine bedeutende Tiefe erreichen kann. Er ist aus mehreren Gründen sehr lästig und für die Aufrechterhaltung des Betriebes gefährlich (Abb. 980).

Da er gegen das Frühjahr auftritt, so liegt er im Wasser tiefer als die Randschollen am Ufer, die bei gestautem Wasser entstanden sind und sich durch den darauffallenden Schnee usw. noch nach oben verstärkt haben. Da diese Randschollen nicht mehr ganz fest am Ufer angefroren sind, so kann man auf denselben einen sicheren Standpunkt zur Bearbeitung des Schneebreies nicht finden. Überdies bietet der Brei selbst keinerlei Aufstellungsort, man muß daher vom Ufer mit langen Werkzeugen versuchen, die zähe Masse zu zerteilen und in Bewegung zu bringen. Die Länge der Werkzeuge bedingt eine Verminderung ihrer Wirksamkeit, daher größeres Aufgebot an Arbeit. Die erwähnten Teile des Breies rinnen aber nicht wie die Eisschollen ruhig im Wasser fort, sondern zeigen eine eigentümliche Tendenz sich zu drehen, da sie keine Platten, sondern eigentlich Ballen sind; deshalb kommen auch bei diesem Schneebrei weit mehr Stauungen vor, und derselbe hat noch weiter die lästige Eigenschaft, Rechen, Drosselklappen und Turbinenräder stark zu verlegen.

Schließlich sei noch auf Abb. 981 verwiesen, die das spontane Verstauen der mit Schnee belasteten, von den Rändern des Kanals abgebrochenen Schollen zeigt, denen auch nur von unsicheren Standpunkten vom Ufer aus beigekommen werden kann." —

Soweit Winkler, der aus seinen Erfahrungen den Schluß zieht, daß die Schwierigkeiten des Wasserkraftbetriebs, die gerade durch die Eisverhältnisse gegeben sind, vielfach unterschätzt werden, und daß man bei der Wahl zwischen Wasserkraftnutzung und anderen Kraftquellen doch auch neben den rein rechnerisch-wirtschaftlichen Gesichtspunkten recht sehr sich die Gefährlichkeit und Unsicherheit eines unter schlimmen Eisverhältnissen arbeitenden Wasserkraftbetriebes vergegenwärtigen muß, bei dem das kleinste Versehen unabsehbare Folgen nach sich ziehen könne.

Auf Grund derartiger Erfahrungen braucht man gerade nun noch nicht zu einer pessimistischen Auffassung des Wasserkraftbetriebes in kalten Ländern zu kommen, beweisen doch die zahlreichen, beispielsweise in Finnland, Norwegen und Nordamerika unter, im Vergleich beispielsweise mit Mitteldeutschland, außergewöhnlich ungünstigen Verhältnissen arbeitenden Wasserkraftanlagen, daß man bei richtiger Anlage und Betriebsführung sehr wohl befriedigende Ergebnisse erzielen kann. Aber auf jeden Fall sind diese Erfahrungen in Verein mit anderwärts gemachten außerordentlich wertvoll, weil sie eben wichtige Hinweise für die zum Schutz gegen die Eisgefahr zu treffenden Anordnungen geben.

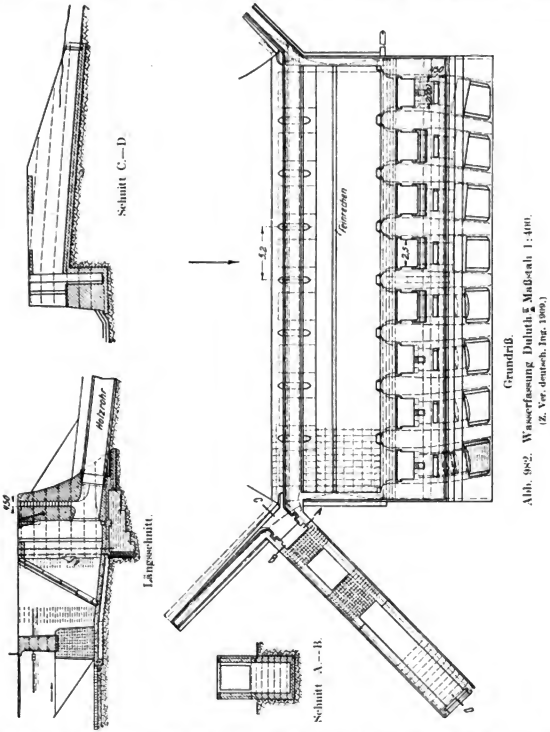
Die Mittel dazu sind in erster Linie genügend tief tauchende Streifeiswände in Verbindung mit genügend weiten und richtig angelegten Eisablaßöffnungen. Denn das muß man sich von vornherein vergegenwärtigen, daß ein wirksamer Schutz gegen Oberflächeneis sowohl wie gegen Grundeis nur dadurch zu erzielen ist, daß man eine gewisse Menge vom Betriebswasser opfert. Und in dieser Beziehung sind die Werke des Mittelgebirges ja im allgemeinen nicht so schlimm daran wie diejenigen an den Alpenflüssen, die gleichzeitig mit der Eisnot auch gleich noch unter stärkerer Wasserklemme zu leiden pflegen.

Gut angelegte Streifwände wurden im Abschnitt über Wasserfassungen (S. 892, Abb. 695a. 666, 1023) in genügender Anzahl vorgeführt, und es wurde darauf hingewiesen, daß man vielfach mit Vorteil ihre Wirkung noch durch Einlegen eines vorgeschobenen Schwimmbalkens (Wangen a. Aare, Abb. 220) erhöhen kann. Solche Schwimmbalken oder ihnen ähnlich gestaltete feste Streifwände bilden auch den wesentlichsten Teil des Einschutzes im Zug der Kanäle. Beispielsweise zeigt Abb. 977 eine derartige, in fester Höhe auf Pfählen angelegte Streifwand vom Kanal des Elektrizitätswerkes St. Maurice a. d. Rhône: die Wand taucht etwa 80 cm tief ein und setzt sich auf einen im Grundriß dreieckförmigen Bretterboden, der so in ähnlicher Weise wie bei den Kiestaschen (Abb. 945 und 983) ein Ausweichen des einmal gefangenen Eises wirkungsvoll verhindert. In die Kanalmauer ist ein kleiner, etwa 1,5 m weiter und 60 cm tiefer Schützenausschnitt gemacht, der bei Eistreiben ständig Wasser ablaufen läßt. Derartige Streifwände sind in dem erwähnten Werk zwei vorhanden, die eine (Abb. 977) vor dem ersten, etwa 1 km unterhalb des Einlaufs befindlichen Rechen, kurz oberhalb des Einlaufs zu einem Stollenstück,

Digitized by Google

und die zweite unterhalb dieses Stollens vor dem Wasserschloß. In beiden Fällen ist noch ein Überfall mit dem Eisablaß verbunden, so daß auch bei etwaigen Stopfungen Gefahren nicht entstehen können.

Der Hauptkampf mit dem Eis spielt sich in der Regel am Wasserschloß bzw. vor der Turbinenanlage ab (vgl. v. Winkler, S. 1246). Gerade mit bezug auf Eisabwehr



ist es von großer Wichtigkeit, daß die oben für die Anlage der Überfälle und Leerläufe aufgestellten Grundsätze nach Möglichkeit eingehalten werden. Je weniger das mit Eis beschwerte Wasser gezwungen ist, vor dem Erreichen des Eisablasses bzw. Leerschusses Krümmungen zu durchlaufen, je mehr der Grundsatz: nach Möglichkeit die Fliehkraftwirkung zum Herausschleudern des Eises aus der zum Rechen führenden

Digitized by Google

Richtung herbeizuführen, durchgesetzt ist, um so vollkommener wird die Ausscheidung des Oberflächeneises vor dem natürlich auch hier unentbehrlichen Schwimmbalken gelingen. Das läßt sich z. B. bei derartigen Anordnungen des Vorbeckens, wie sie die Anlagen bei Gersthofen, München-Süd und -Moosburg (Abb. 258, 289, 291 und 299/300) zeigen, recht gut erreichen, wenn man nur den Eisbalken genügend lang nimmt, damit der Ablenkungswinkel nicht zu scharf wird.

Abb. 976 vom Elektrizitätswerk Bruck an der Mur veranschaulicht sehr gut die Anlage und Wirkungsweise des Schwimmbalkens.

Im Interesse der möglichst sparsamen Wasserverwendung bzw. der möglichst vollkommenen Nutzbarmachung des preisgegebenen Betriebswassers ist es unbedingt notwendig, daß die Leerschützen der Höhe nach untergeteilt sind, so daß man zum Ablassen des Eises nicht gleich den ganzen Grundablaß zu ziehen braucht. Entschieden das empfehlenswerteste ist es, den oberen Teil der Schütze als Tauchschütze ausbilden, Schleppschützen (Abb. 280/82) oder Klappenaufsätze (Abb. 640, 583, 611, 626 27) oder endlich, eine besonders empfehlenswerte Lösung dort, wo nicht gleichzeitig ein Grundablaß doch nötig ist: einheitliche Tauchschützen anzuwenden, wie sie bei den Münchener Floßschleusen (Abb. 285) und mit besonderer Vorliebe in Amerika vielfach verwendet werden (Abb. 982, Duluth, 603, Wisconsin, 619/20, Lockport u. a. vgl. S. 824 ff.).

Auf das Auftreten von Grundeis muß man, da auch eine hohe und gutgespülte Schwelle am Einlauf nicht vollkommen Schutz gewähren kann, und da durch Nadeleiseinzug ohnedies Neubildung im Kanal eintreten kann, immer gefaßt sein. Daß man sich durch Wahl

Abb. 983. Kiesfang nach Dr. Conrad. Maßstab 1:215.

eines schmalen und tiefen Kanalquerschnitts, durch Herstellung glatter Wände und durch Beschränkung der Geschwindigkeit wenigstens gegen primäre Entstehung dieser unangenehmen Beigabe in gewissem Grade schützen kann, sei hier noch einmal hervorgehoben (S. 1078). Ebenso daß man da, wo die Betriebsverhältnisse es gestatten, durch Duldung einer Eisdecke auf dem Kanal Wärmeverlust und Grundeisbildung bekämpfen kann.

Aber dieses Mittel kann nicht unter allen Umständen angewendet werden und es ist immer ein zweischneidiges, wie auch aus den vorausgeschickten Ausführungen von v. Winkler zur Genüge hervorgeht. Wo die örtlichen Verhältnisse die Wahl offen lassen, kann man unter Umständen sich in vollkommenster Weise gegen Eisschwierigkeiten dadurch schützen, daß man den Kanal in den Stollen verlegt oder ihn wenigstens im geschlossenen Schalquerschnitt mit Erdüberdeckung ausführt. Betriebserfahrungen, z. B. des Sillwerkes, das am Wehr selbst mit Eisschwierigkeiten sehr zu kämpfen hat, beweisen, daß bei längeren Stollen (der des Sillwerkes hat 7 km) das Grundeis mehr oder weniger (im Sillwerk die Hälfte) verschwindet; auf alle Fälle ist man mit verdeckten Kanalausführungen wenigstens gegen nachrutschenden oder vom Wind eingewehten Schnee gesichert.

Daß dieser Gesichtspunkt wenigstens bei kleineren Wassermengen, trotz der damit verbundenen Mehrkosten wohl der an sich teueren Stollenausführung den Vorzug verschaffen kann, wurde bereits auf S. 1123 festgestellt.

Klärteiche und Kiesfänge. Daß das grobe Geschiebe am besten in der Regel schon am Einlauf der Triebwasserzuleitung zurückgehalten wird, wurde bereits im Abschnitt über Wasserfassungen (S. 890) ausführlich auseinandergesetzt; hier brauchen also nur noch diejenigen Einrichtungen ins Auge gefaßt zu werden, die den Zweck haben, den feineren Kies, Sand und Schlamm im weiteren Verlauf einer Oberwasserleitung auszufällen und abzuführen.

Digitized by Google

Diese Einrichtungen, die man je nach der Menge der Geschiebe und den Ansprüchen des Betriebes bzw. der Turbinen mehr oder minder groß als Klärteiche oder auch nur als Sandfänge (Abb. 945, 983) ausbildet, erhalten ihren Platz am besten auch unmittelbar am Einlauf und, zur Sicherheit wiederholt, vor dem Wasserschloß, bzw. der Turbinenanlage. Auf diese Weise wird die in den Kanal oder Stollen eindringende Menge von vornherein aufs äußerste beschränkt, so daß die lästigen verstreuten Verlegungen, die den Betrieb verteuern, nach Möglichkeit vermieden werden.

Örtliche Verhältnisse können aber natürlich leicht dazu nötigen, diese Regel zu durchbrechen, denn man wird den Klärteich vor allem dort anlegen, wo genügender Platz für eine billige Anlage geboten ist (vgl. Brillane, S. 531) und man wird auch die kleinen Sandfänge am liebsten dort anordnen, wo die Ableitung des Spülwassers leicht und gefahrlos zu bewerkstelligen ist, nicht dort, wo vielleicht lange und teuere Sturzbetten u. dgl. auszuführen sind.

Über die für die Anlage und Bemessung der Klärteiche maßgebenden Grundsätze wurde im Abschnitt über Wasserfassungen (S. 898) unter Anführung einer großen Anzahl von Beispielen ausführlich gesprochen (S. 904); zur Veranschaulichung der Verhältnisse, die sich dort ergeben, wo die örtliche Lage die Verbindung des Klärteichs mit dem Einlaufbauwerk nicht zuläßt, seien hier noch zwei besonders interessante und vollkommene Beispiele angeführt:

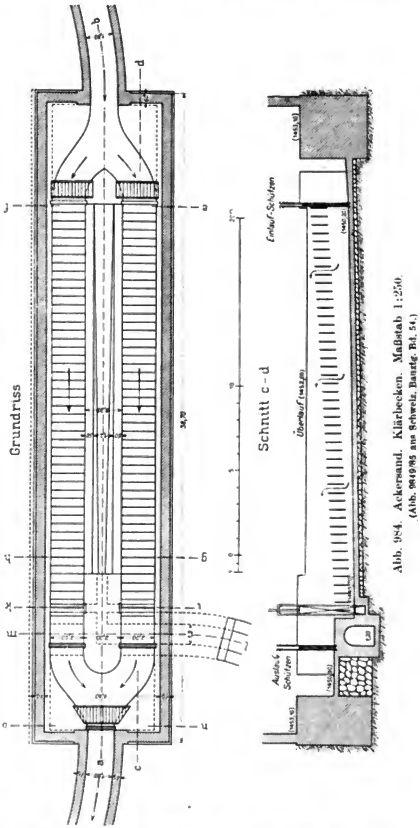
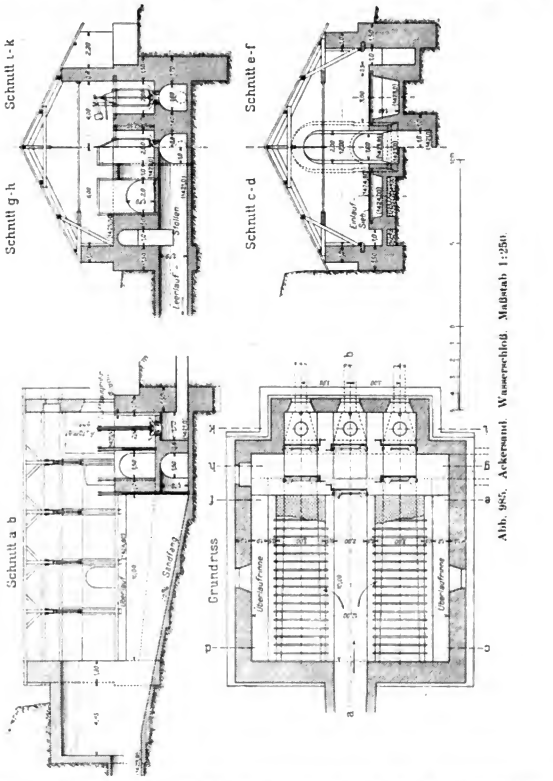


Abb. 984. Ackersand. Klärbecken. Maßstab 1:2500.
(Abb. 984/985 aus Schweiz. Bauztg. Bd. 54.)

Die Wasserfassung des Elektrizitätswerks Ackersand (Abb. 984) bedingte wegen der eigenartigen, auf S. 917 beschriebenen, Anordnung des Wehrs und Einlaufs eine Abwärtsverlegung der Klär-

Digitized by Google

anlage. Diese selbst ist nach dem „Schikanensystem“ von Ing. Boucher gebaut. Das Wasser wird in einen, wie üblich: zweigeteilten Klärkanal geleitet, in den eine große Anzahl senkrecht- und quergestellter Holzwände eingebaut ist. Diese nötigen das



Wasser (Höchstmenge 4,5 cbm/sek) senkrecht aufzusteigen, wobei sich, gleichmäßige Verteilung über die ganze Länge vorausgesetzt, die außerordentlich geringe Geschwindigkeit von 4,7 cm/sek ergeben würde. Auch wenn dies, wie zu erwarten, nicht genau erreicht wird, ist die Geschwindigkeit jedenfalls im Verhältnis zu den Abmessungen des

Digitized by Google

Bauwerks bemerkenswert klein, da das Verhältnis des Gesamtwasserraums zur sekundlichen Wassermenge (nach früherem = Klärzeit) nur = 60 Sekunden.

Ob allerdings die wünschenswerte vollkommene Leistungsfähigkeit erreicht worden ist, darf wohl bezweifelt werden. Die gleichmäßige Verteilung der Wassermenge auf die ganze Länge des Beckens wird wohl kaum eintreten und auch außerdem wird die Ausfällung der feinsten Sandteilchen durch die aufwärts gerichtete, wenn auch sehr schwache Strömung beeinträchtigt werden. Denn nach den Versuchen von Ing. Bölsterli (vgl. S. 899) vergrößert jede nicht nach abwärts gerichtete Strömung im Wasser die Sinkdauer. Auch ist wohl zu beachten (vgl. Längenschnitt Abb. 984), daß die etwa in der vorderen Hälfte des Klärkanals ausfallenden Sandteilchen wahrscheinlich nicht zur Ruhe kommen können, sondern, da sie auf weiterfließendes Wasser treffen, von diesem möglicherweise mitgenommen werden, was eine Überlastung der unteren Teile des Klärkanals bedingen würde. Nachträglich eingelaufene Mitteilungen der A. G. El. Werk Lonza bestätigen diese Vermutung: „über die Wirkungsweise der Kläranlage konnten eigentlich keine Erfahrungen gesammelt werden. Steine und Kies werden schon in der Wasserfassung (S. 917) zurückgehalten und die sogenannte Gletschertrübe — feinster Sandschlamm, d. Verf. — kann mit der Kläranlage absolut nicht entfernt werden."

Bei demselben Elektrizitätswerk, das mit dem hohen Nutzgefälle von 700 m arbeitet, ist weiter abwärts im Wasserschloß nochmals eine gleichfalls ganz eigenartige Reinigungsanlage angeordnet.

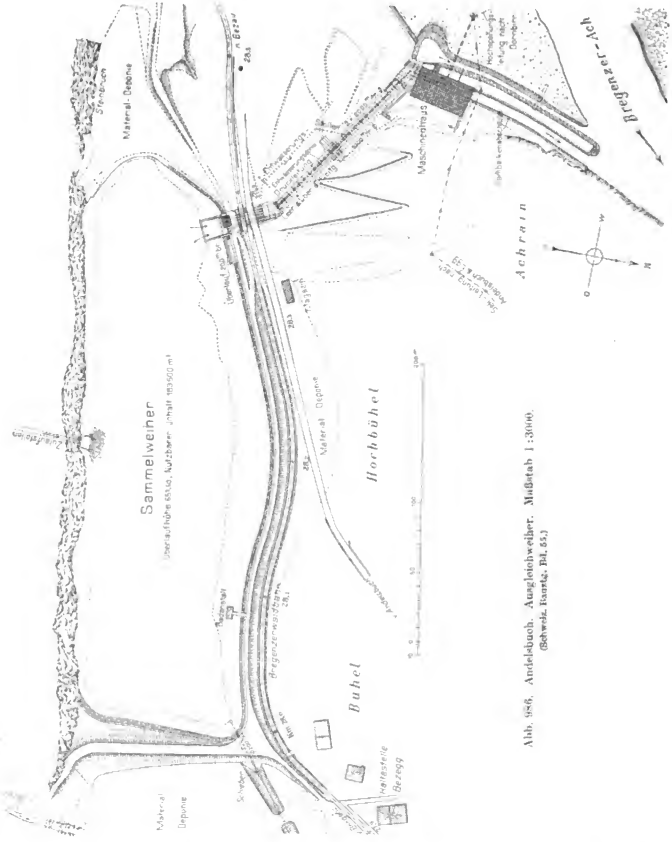
Das Wasser tritt (Abb. 985) in einem Mittelgerinne ein und läuft in ganz dünner Schicht nach beiden Seiten über die wagrechten Einlaufsiebe, die den Feinrechen vertreten. Ein sehr reichlich bemessener Sandfang und Spülstollen dient zur Entfernung des noch mitgebrachten Sandes. —

Ein Klärteich für große Wassermengen wurde bei Besprechung der Anlage Brillane (S. 531) erwähnt. Die sekundliche Wassermenge beträgt 50 cbm/sek und die mitgeführten Sand- und Kiesmengen sind bei Hochwasser der Durance außerordentlich groß. Das Wasser tritt (Abb. 327, 869), in einem kurzen Stollen die Bergwand zwischen dem Hang des Durancetales und demjenigen des Nebenbaches Lauzon durchbrechend, in ein bis zu 6 m tiefes Vorbecken ein, und muß dieses über eine 3 m hohe Schwelle hinweg in senkrechter Richtung zum ursprünglichen Einlauf verlassen. (Es handelt sich also auch hier um eine, freilich grobe, Form des Schikanenklärverfahrens durch Schleuderkraftwirkung.) Das zweite, größere Becken senkt sich wiederum langsam nach der zweiten Abschlußschwelle und wird die feineren Kiesbestandteile zurückhalten. Das erste Becken kann durch verteilte Spülsauger gereinigt werden, die Endschwelle des zweiten durch einen kräftigen Grundablaß. Zur Abführung des in dem Becken natürlich bei starker Kälte entstehenden Oberflächeneises ist eine besondere Eisschütze vorgesehen, an die im Winter ein Schwimmbalken angeschlossen wird. Man kann das Becken oberhalb und unterhalb abschließen, um es zur sorgfältigeren Reinigung trocken zu legen. Das Betriebswasser geht in dieser Zeit durch den in den Abbildungen ersichtlichen Umlaufkanal, von dort im Brückenkanal über den Bach, nachdem etwaiger Wasserüberschuß vorher durch einen Überlauf abgeführt worden ist.

Auch bei diesem Becken gestatteten die örtlichen Verhältnisse an der Wasserfassung, die selbst sehr großen Platz beansprucht (Abb. 324), es nicht, den Klärteich in der Nähe des Einlaufs anzulegen. Der etwa 2 km weiter unterhalb einmündende Nebenbach bot aber eine günstige Gelegenheit zur Schaffung eines geräumigen Beckens.

Unter Umständen bietet sich günstige Gelegenheit, die Zwecke der Klärung mit der Anlage des Speicherbeckens zu verbinden. Das ergibt sich sozusagen unvermeidlich bei den sogenannten offenen Speichern, wie sie das Werk Jonage (Abb. 1090), das Kubelwerk, Kanderwerk (Abb. 425 und 685), Andelsbuch (Abb. 986) und andere, besitzen. Wo dagegen das Speicherbecken durch ein Einlaßbauwerk vom Kanal abgetrennt ist, wie in Gersthofen (Abb. 245) und Ventavon, würde diese Anordnung die Ausführung von 2 Abschlüssen, einem am oberen und einem am unteren Ende des Trennungsdammes ähnlich wie beim Klärbecken von Brillane bedingen. Außerdem würde man meistens dann wohl gut tun, da die Speicherbecken in der Regel erheblich größer sein müssen, als es den Bedürfnissen der Klärung entspricht, durch eine Trennungsmauer bzw. -Damm einen kleineren Teil des Speicherbeckens abzusondern, um die Ablagerungen auf geringerem Raum beisam-

Digitized by Google



menzuhalten und sie womöglich durch natürliche Spülwirkung entfernen zu können. Erschwerend kommt aber noch hinzu, daß, vgl. S. 883, die im allgemeinen an sich gebotene Lage für ein Klärbecken am oberen Ende des Kanals ist, während die Speicher-

Digitized by Google

becken am zweckmäßigsten in unmittelbarer Nähe des Wasserschlosses angelegt werden (S. 186). Damit trifft es zusammen, daß auch die Spülung sich bei Anlage des Klärbeckens am oberen Einlauf viel einfacher und billiger ausgestalten läßt, weil keine so großen Höhenunterschiede zu überwinden sind, während für ausgiebige Spülung am Wasserschloß unter Umständen sehr kostspielige Absturzgerinne zu erstellen wären.

Abb. 987. Förderleitung, im Hintergrund schwimmende Pumpenanlage.

Abb. 988. Pumpe mit zwei Vorschneidrädern im Betrieb.
Abb. 987/988. Kanderwerk. Spülbaggerung des Weihers.

Derartige Gründe haben z. B. auch in Ventavon dazu geführt, das Klärbecken unmittelbar am Einlauf, das Speicherbecken aber unmittelbar am Wasserschloß getrennt voneinander auszuführen, wobei der Gesichtspunkt der Ersparung von Banzinsen durch verspätete Ausführung des Speicherbeckens noch hinzukam.

Baggerungen. Da, wo man aus örtlichen oder wirtschaftlichen Gründen auf die Anlage eines besonderen Klärbeckens am Einlauf oder sonstwo ganz verzichten muß, hat man unweigerlich damit zu rechnen, daß in der ganzen Länge des Zuleitungskanals, soweit nicht die Strömungsgeschwindigkeit darin sehr hoch, etwa über 1,5 m/sek

Digitized by Google

angenommen werden kann, Ablagerungen eintreten, die man von Zeit zu Zeit durch Baggerungen entfernen muß. Derartige Arbeiten bleiben aber in der Regel auch dort nicht ganz erspart, wo besondere Kiesschutzanlagen vorhanden sind, namentlich, wenn man sich in der Bemessung von deren Größe vergriffen hat, (wie es beispielsweise von Gersthofen [S. 445] und anderen zu berichten ist).

Bei der Regelmäßigkeit, mit der sich die Notwendigkeit Baggerarbeit auszuführen wiederholt, wird es sich in den meisten Fällen als wirtschaftlich vorteilhaft erweisen, von vornherein besondere Einrichtungen für die Ausführung der Baggerungen zu treffen. So hat man in Jonage einen Saugbagger mit einigen 100 m zugehöriger Rohrleitungen auf Kähnen montiert; er wird durch elektrischen Strom betrieben, den man vom Werk her entlang dem Kanal zuleitet. Zur Bedienung sind 6 Mann erforderlich; die jährlichen direkten Betriebskosten betragen 8000 M. Eine ähnliche Einrichtung ist beim Kanderwerk, vorerst zum Aushub des Weihers und später für Reinhaltung desselben angelegt: Abb. 987 und 988; und in beiden Fällen ist man sehr befriedigt von den Ergebnissen.

Abb. 989. Kleinbagger mit 3 PS-Benzinmotor und Förderung auf der Niers bei Viersen. (Schneider-Duisburg.)

Anderwärts, z. B. in Gersthofen am Lech, Rheinfelden, Verona usw., hat man kleine elektrisch betriebene, schwimmende Eimerkettenbagger in Verbindung mit Motorschleppboot und in Rheinfelden noch; Schwenkkrahn auf der flußseitigen Kanalmauer, zum Ausleeren in Gebrauch, auch Bagger mit Benzinmotoren sind viel verbreitet, und für ganz kleine Verhältnisse und seltenere Räumungen genügt wohl auch ein von Hand zu betreibender Kleinbagger.

Einen mit Benzinmotor betriebenen und mit Förderband verbundenen Kleinbagger zeigt Abb. 989 (Bagger der Genossenschaft zur Räumung der Niers in Viersen); ein kleiner Handbagger, auch ganz in Eisen, ist in Abb. 990 dargestellt (Ausbaggern des Wehrteichs der Cellulose -und Papierfabrik Gernsbach [Baden] von grobem Geröll).

Solche kleinen Handbagger verlangen[1]) je nach Beschaffenheit des Baggergutes 4 bis 5 Mann Bedienung; für die Kraftbagger, die in der Regel mit dreipferdigen Motoren ausgerüstet werden, genügen 2 bis 3 Mann.

Die Handbagger werden normal für 2 bis 3 m Baggertiefe gebaut und fördern stündlich bei 2,5 m Baggertiefe 4 bis 6 cbm (Nutzleistung). Die Kleinbagger mit Kraftbetrieb leisten bei 3 m Baggertiefe stündlich rd. 10 cbm.

Der Kaufpreis beträgt für die Handbagger rd. 2000 Mark, für den elektrisch betriebenen Bagger 4000 und für die mit Benzin betriebenen 4700 Mark (beides einschl. Motoren). Ein ganz kleines Handbaggermodell, mit hölzernem Schiffsgefäß und für nur 2 bis 3 cbm Stundenleistung stellt sich auf nur 1900 Mark.

Eine wesentliche Neuerung auf dem Gebiet des Kanalbaggerwesens brachte die Anlage Brillane. Der hier zugrunde liegende Gedanke, die Baggerungen auf ein eng begrenz-

[1]) Folgendes nach Mitteilung von G. O. Schneider, G. m. b. H. in Duisburg.

Digitized by Google

tes Längenstück des Kanals zu beschränken, darf als sehr glücklich bezeichnet werden, da er die Möglichkeit bietet, die Baggeranlage in vollkommenster Weise mit allen maschinellen Hilfsmitteln auszustatten, so daß der Bedarf an menschlicher Arbeitskraft aufs äußerste vermindert und die größtdenkbare Förderleistung ermöglicht wird. Der dort aufgestellte elektrische Kleinbagger, der von einem 20 PS-Motor getrieben wird (Abb. 323 bis 325) leistet in 10 Std. je nach der Mächtigkeit der Ablagerungen 70 bis 160 cbm und verlangt an Hilfskräften einschl. des Verfahrens des Baggergutes 8 bis 10 Mann und 4 Pferde.

Freilich ist eine derartige Anordnung, die im Grunde ein — wenn auch etwas knapp bemessenes — Klärbecken ohne natürliche Spülung darstellt, nur bei so ungewöhnlich starker Kiesführung wirtschaftlich zu rechtfertigen, wie sie die Durance hat. Andernfalls baggert man schon lieber in der ganzen Kanallänge die zerstreuten Sand- und Schlammniederschläge aus.

In überdeckten Kanälen, Stollen, Rohrleitungen usw. sucht man aus naheliegenden Gründen, auch dort, wo sie an sich reichlichen Querschnitt besitzen, die Ablagerungen auf bestimmte Punkte festzulegen, an denen man natürliche Spülung vornehmen kann. Das wird dadurch erreicht, daß man den Querschnitt nicht zu reichlich, bzw. die mittlere Strömungsgeschwindigkeit der Tagesbelastung nicht zu niedrig bemißt (wofür gewöhnlich schon durch die wirtschaftlichen Rücksichten, wenigstens bei Wassermengen über 5 cbm/sek in Stollen, in Rohrleitungen bei allen Wassermengen, genügend gesorgt ist). An den für Spülung geeigneten Punkten, bei Stollen also: an Fenstern, legt man dann eine kleine Querschnittserweiterung an, die man zweckmäßigerweise bei großen Strömungsgeschwindigkeiten zur Verminderung des Gefällsverlustes nicht zu schroff übergehen lassen darf, und schwemmt den schon ohnedies nur in den tieferen Wasserschichten antreibenden Kies- und Grobsand vor einer Schwelle auf. Vorteilhaft ist es, diese Schwelle unterschnitten als Fangtasche (Abb. 945) anzulegen, weil dadurch der Kies-Sammelraum wirksam vergrößert wird. Derartige Fangschwellen sind beispielsweise ausgeführt am Gleenwoodwerk[1]), in Burglauenen[2]), am Kanderwerk[3]), Centervillewerk[4]). In etwas stärker entwickelter Form ist derselbe Grundgedanke in den Kiesfängen nach Dr.-Ing. Conrad (Abb. 983) ausgeprägt. Diese sind auch für offene Kanäle zu empfehlen, wo es hauptsächlich auf das Abfangen von Feinkies ankommt, der nur auf dem Boden rollend sich fortbewegt, während der im Wasser schwimmende Sand mangels einer ausreichenden Geschwindigkeitsverminderung bzw. einer ausreichenden Sinkdauer vor dem Einfallschlitz durch sie kaum wirksam abzuhalten sein würde.

Abb. 990. Handbagger im Wehrteich bei Gernsbach (Baden). (Schneider-Duisburg.)

Es hängt daher ganz von den Sinkstoffverhältnissen und von der Empfindlichkeit der Turbinenanlage ihnen gegenüber ab, ob man mit diesen, im allgemeinen einfach und billig herzustellenden, Kiestaschen allein auskommen kann; wenn außer ihnen doch noch

[1]) Eng. Rec. 26. VI. 1910.
[2]) Schw. Bztg. Bd. 53, Nr. 26 ff.
[3]) Schw. Bztg. Bd. 52.
[4]) Eng. Rec. 21. III. 1908.

Digitized by Google

eine Feinkläranlage nötig und deren Anlage am Einlaß möglich wäre, würde man äußerstenfalls noch die Anlage einer einzigen solchen Tasche, am besten kurz vor dem Wasserschloß, begründen können.

Krautreinigung. Eine Verunreinigung ganz eigener Art ist die Verkrautung, die in offenen Erdkanälen dort eintritt, wo das Wasser viel Nährstoffe in Form von Schlamm mit sich führt. Das wichtigste Wasserkraut ist Ranunculus aquatilis; seine einzelnen Strähnen werden über 2 m lang, verengen in ihrer Gesamtheit den nutzbaren Abflußquerschnitt und erhöhen gleichzeitig in empfindlicher Weise die Rauhigkeit. Die Stauwirkung ist infolgedessen außerordentlich stark und häufig werden in Werkkanälen von mittleren Abmessungen (etwa 1,5/15 m) Stauwirkungen von 40 bis 50 cm bei gleicher

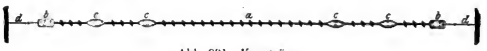


Abb. 991. Krautsäge.
(Centralbl. d. Bauv. 1911.)

Wassermenge, aber verschiedenem Stand des Krautwuchses beobachtet. Das einzige Mittel gegen diese für Niederdruckkanalwerke sehr empfindliche Schädigung ist eine sorgfältig betriebene und mehrmals im Jahr wiederholte Entkrautung. Dieselbe kann mit der Sense vom Ufer aus oder Kahn vorgenommen werden; das ist aber eine ziemlich mühevolle Arbeit. In neuerer Zeit sollen gute Erfolge mit einer Krautsäge erzielt worden sein, die von Wilhelm Müller in Wismar in Mecklenburg hergestellt wird (vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 5. IV. 1911). Die Säge besteht aus einem beiderseits gezahnten, schmalen stählernen Sägeblatt, auf das in angemessenen Abständen torpedoförmige flache Beschwerungskörper (s. Abb. 991) aufgereiht sind. An den Enden sind Zugseile durch Vermittlung von Drehwirbeln (dies zur Aufhebung des beim Feuchtwerden der Seile eintretenden Verdrehens) angebracht. Die Säge wird von zwei Leuten derart bedient, daß an jedem Ufer einer den Zugseilknebel anfaßt, während die Säge schräg zur Grabenrichtung hin und her bewegt wird. Ist das Ufer nicht betretbar oder der Bach zu breit, so kann das Krauten auch von zwei Handkähnen aus vorgenommen werden; dann sind 4 Mann erforderlich. An einer stark dem Verkrauten ausgesetzten Nogatmündung wurden beim ersten Versuch mit dieser Säge vom Kahn aus 600 m Stromlänge mit 10 m Breite in zwei Stunden bei einer Wassertiefe von über 2 m tadellos von Kraut befreit. Das Ergebnis dieses erfolgreichen Versuches war, daß die für das Krauten vorher bezahlten Akkordsätze sofort auf die Hälfte herabgesetzt werden konnten, wobei doch die Arbeiter sich noch besser standen als vorher.

In einem anderen Falle (an der alten Elz, Bezirk Emmendingen in Südbaden) hat man bei allerdings sehr starkem Krautwuchs insofern nicht ganz günstige Erfahrungen mit dieser Säge gemacht, als dieselbe häufig riß. Dem ließe sich aber wohl durch eine entsprechend stärkere Bemessung des Stahlbandes vorbeugen.

— Beim Entkrauten sollte aber immer auch das abgeschnittene Kraut sorgfältig herausgefischt werden. Wenn man die losen Büschel, wie es leider häufig geschieht, einfach abtreiben läßt, so hängen sie sich an der nächsten Brücke, Schleuse usw. fest und können häufig derart angehäuft gefunden werden, daß es möglich ist, trockenen Fußes über den ganz verfilzten Damm von Wasserkraut hinweg den Kanal zu überschreiten. Dadurch werden natürlich neue Stauverluste hervorgerufen.

Die Kosten der Entkrautung können in der Regel dadurch fast auf Null herabgesetzt werden, daß man das entfernte Kraut zur landwirtschaftlichen Verwertung als Futter und Streu an die Reinigungsmannschaft abgibt. Dagegen empfiehlt es sich nicht, wie es manchmal gehandhabt wird, „den Krautertrag" in der Weise zu versteigern, daß die Zeit und Dauer der Entkrautung dem Einzelnen ins Belieben gestellt wird. Die Erfahrung hat allenthalben gezeigt, daß eine für den Wasserkraftbetrieb genügende dauernde Reinhaltung der Kanalbetten auf diesem Wege nicht sicher zu stellen ist.

Ähnliche Schwierigkeiten wie der Krautwuchs in offenen Erdkanälen oder stark verschlammten Betonkanälen bringt in kleineren Kanalquerschnitten das Wassermoos.

Digitized by Google

Wo die Natur und Herkunft des Betriebswassers das Vorkommen desselben stark begünstigt, kann man sich oft nur dadurch vor der Beeinträchtigung der Leistungsfähigkeit der Kanäle schützen, daß man diese verdeckt ausbildet; denn ohne Licht gedeiht der Mooswuchs nicht.

E. Vorbecken und Wasserschlösser.

Zur Ergänzung der Einzeldarstellungen auf S. 1234 ff. sollen jetzt noch die Grundlinien für die Anlage von Vorbecken und Wasserschlössern, in denen sich die Einrichtungen zur Reinigung des Wassers mit den bereits (S. 1206 ff.) ausführlich besprochenen Entlastungsanlagen in der Regel zusammenfinden, kurz im Zusammenhang besprochen werden.

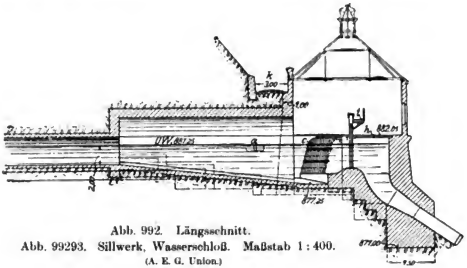


Abb. 992. Längsschnitt.
Abb. 99293. Sillwerk, Wasserschloß. Maßstab 1 : 400.
(A. E. G. Union.)

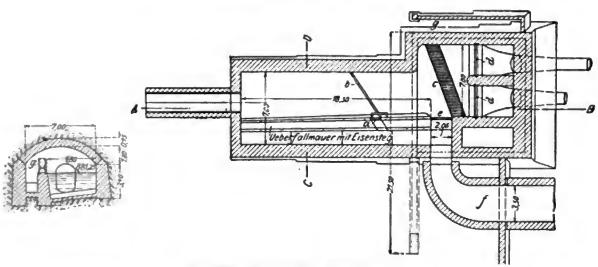


Abb. 993. Grundriß u. Querschnitt.

Die Notwendigkeit, ein erweitertes Vorbecken anzulegen, ergibt sich bei Niederdruckwerken, wenn nicht schon aus der gesamten Grundrißanordnung (Querlage des Krafthauses) so aus der Rücksicht, zum Ausgleich rascher Belastungsschwankungen eine möglichst große Wasserfläche in unmittelbarer Nähe des Rechens zu besitzen, die das Spiel des Wasserspiegels beim Öffnen und Schließen der Turbinen in engere Grenzen einschließt. (Daß es auch anders sein kann, nämlich wenn mit Rücksicht auf Unterlieger das „Spannen" des Wassers möglichst einzuschränken ist, wurde bereits [S. 1206] hervorgehoben!) Daraus und aus der Notwendigkeit, in den meisten Fällen zur Beförderung der Sand- und Schlammausscheidung die Wassertiefe von dem Kanal her nicht zu vermindern, sondern

Digitized by Google

eher noch womöglich zu vergrößern, ergibt sich die Tatsache, daß man in den seltensten Fällen darauf rechnen darf, die Ankunftsgeschwindigkeit des Wassers auszunützen, so wünschenswert dies an sich vom rein wirtschaftlichen Standpunkte aus wäre (vgl. S. 889). Beispiele derartiger Vorbecken bieten die Anlagen München (Abb. 299/300), Gersthofen (Abb. 258), Bern (Abb. 1001 a), Brillane und Ventavon (Abb. 329 und 342, 344).

Bei Wasserschlössern mit anschließenden Druckrohrleitungen kommt zu den eben angeführten Gesichtspunkten als für Vergrößerung der Wassertiefe sprechend noch der sehr wichtige hinzu, daß man um jeden Preis das Eindringen von Luft in die Druckrohre auch bei schneller Belastung der Turbinen, bei der vielleicht der Oberkanal mit der Wasserlieferung nicht nachkommt, verhindern muß. Vgl. Abb. 992, 993: Sillwerk, 994: Jajee, 985: Ackersand, 916: Andelsbuch, 995: Burglauenen, 487, 488: Löntschwerk, 996: Hohenfurt, 997: Michoacanwerk (Mexiko).

Eben mit Rücksicht auf den Verlust der Anlaufgeschwindigkeit empfiehlt es sich bei Hochdruckanlagen mit ihrer meist hohen Belastung der Rohrleitungen, die Einläufe kräftig trompeten- oder wenigstens trichterförmig auszugestalten (Sillwerk) nicht scharfkantig, wie beispielsweise in Ackersand. Auch die, freilich etwas sparsamere, Ventilanordnung von Burglauenen und Ackersand (vgl. Abb. 940) ist in dieser Beziehung nicht so vorteilhaft, wie eine gut ausgebildete hinter der Einlauftrompete angeordnete Drossel-

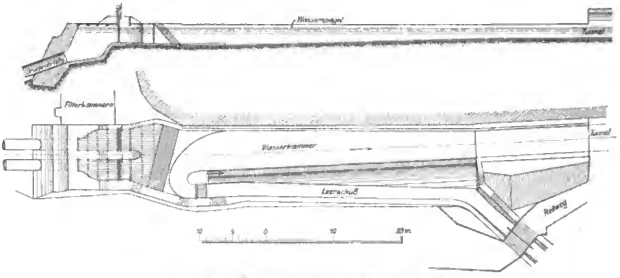


Abb. 994. Wasserschloß Jajce. Maßstab 1:625.
(Z. Ver. deutsch. Ing. Bd. 44.)

klappe (Löntschwerk Abb. 489). Leicht ergibt sich bei der Anordnung der Rohreinläufe ein gewisser Widerspruch zwischen den Forderungen der guten Rechenreinigung bzw. des Wirkungsgrades und der sparsamen Breitenentwicklung der Rohrbahn. Dieser Widerspruch läßt sich aber leicht ausgleichen dadurch, daß man die Druckrohre nach dem Verlassen des Wasserschlosses in einer leichten Doppelkrümmung zusammenführt, wie in Brusio, Abb. 998, auch dadurch, daß man die Einlauftrompete, statt kreisrund, rechteckig oder elliptisch ausbildet, wie es beispielsweise am Gleenwoodwerk (Eng. Rec. 25. VI. 1910) geschehen ist. Als eine ganz eigenartige, den örtlichen Verhältnissen und den Ansprüchen des Entwurfs (Größe der Speiseleitungen) sehr gut angepaßte Lösung ist die des Featherwerkes (Abb. 929/30) hervorzuheben. Der Stollen ist in einem Hauptrohr fortgesetzt, das sich im weiteren Verlauf verzweigt und der Reihe nach 8 Speiserohre entsendet (vgl. S. 1187).

Gute Anordnungen der Kiesschwelle, des Rechens und der Spülöffnungen zeigen die Abb. 992/93, Sillwerk und 994 Jajce, bei denen nur noch zu bemängeln wäre, daß der Rechen zum Teil immer nur unter scharfer Umlenkung des Wassers in dem jeweils links verbliebenen zurückspringenden Winkel durchströmt werden kann: das führt natürlich praktisch dazu, daß die rückliegenden Teile überhaupt nicht vollkommen wirksam werden; besser wäre auch hier eine allmähliche Ausweitung von oben nach unten gewesen. Eine Anordnung, bei der der Zweck der Abführung des Überschußwassers besonders betont

Digitized by Google

ist, stellt Abb. 998 (La Dernier) dar. Überfall und Grundablässe sind hier genau in die Achse des ankommenden Stollens gelegt, während das Nutzwasser scharf nach links umbiegend durch einen zweiten Rechen und dann noch einmal nach rechts umbiegend erst in die Druckleitung gelangt. Der besondere Zweck zeitweiliger Abführung der Hochwasser

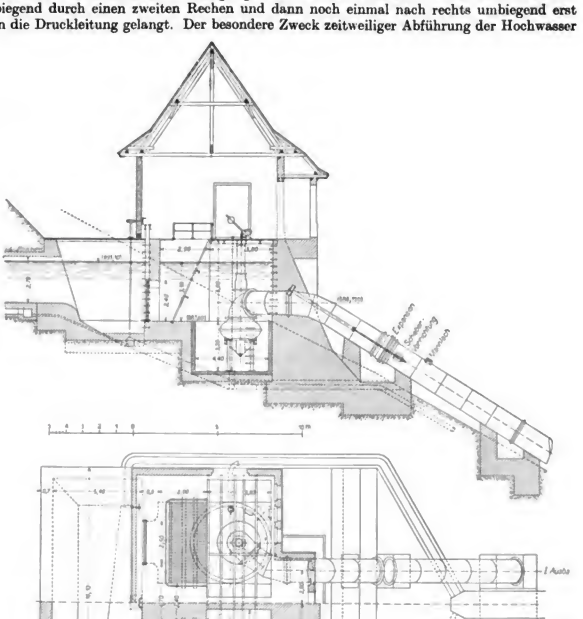


Abb. 995. Wasserschloß Burglauenen. Maßstab 1:250.
(Schweiz. Bauztg. Bd. 53.)

des oberhalb des Stollens liegenden natürlichen Sees und die verhältnismäßig geringe Betriebswassermenge von 4,5 cbm/sek (gegenüber 20 cbm/sek Stollenbelastung) hat diese eigenartige Lösung bedingt, die man sonst nur allenfalls bei stark Kies und Eis führendem Betriebswasser vertreten könnte und die bei großen Wassermengen nicht leicht ohne erhebliche Einbuße am Wirkungsgrad durchgeführt werden könnte.

Digitized by Google

In bezug auf die Anordnung des Eisschutzes verdient das Wasserschloß der Zentrale Hohenfurth (Abb. 996) Hervorhebung: das als offener Hangkanal angelegte Oberwassergerinne, berechnet für eine Betriebswassermenge von 7,5 cbm/sek, bringt viel schwammiges

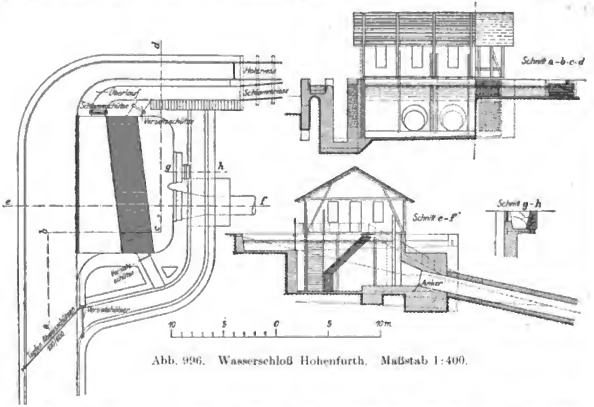


Abb. 996. Wasserschloß Hohenfurth. Maßstab 1:400.

Grundeis („Topfen"). Zu dessen Ableitung dient erstens ein oberhalb des Grobrechens angebrachter Topfenabweis mit Auslaß. Sodann folgen hinter dem parallel zum Wasser-

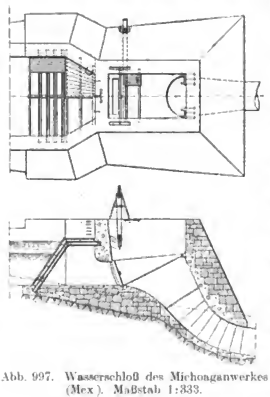


Abb. 997. Wasserschloß des Michoacanwerkes (Mex.). Maßstab 1:333.
(Eng. Rec. 1910.)

einzug gestellten Grobrechen ein zweiter Topfenauslaß und hinter dem nunmehr folgenden Feinrechen rechts und links nochmals zwei Topfenauslässe. Der oberste Eisablaß war ursprünglich nicht vorhanden und wurde erst auf Grund des im Betrieb fühlbar gewordenen Bedürfnisses angelegt. Er gießt gleich den übrigen in eine zugleich als Sand und Schlammablaß dienende Rinne aus.

Dieses Wasserschloß ist noch dadurch interessant, daß es einen Ablaß für Scheitholz enthält, das laut Genehmigungsbescheid von dem Werk in seinen Werkkanal hereingenommen und in die Moldau über die Gefällsstufe herunter weitergeführt werden muß. (Gefälle 97 m): Diese Bedingung und die Absicht, sich gegen Sand und Eistreiben aufs beste zu schützen, haben eben zu der eigenartigen, sehr gelungenen Stellung des Rechens, parallel zum Stromstrich, geführt.

Eigenartig ist auch das Wasserschloß des Svälgfoswerkes (Norwegen) ausgefallen (Abb. 1000). Die Lage des Kraftwerks in enger, steil eingeschlossener Felsschlucht führte hier dazu, daß die Turbinenfallrohre als Druckschächte unter dem Oberwasserbecken hindurch geleitet wurden.

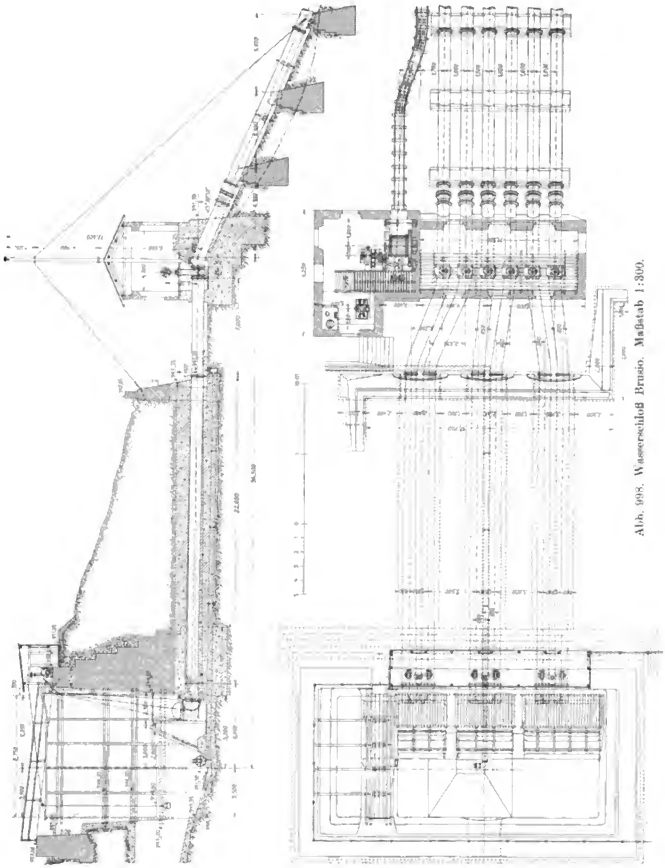


Abb. 998. Wasserschloß Brusio. Maßstab 1:300.

Digitized by Google

Bei Schachtwasserschlössern, wie sie beim Löntschwerk, der Urfttalsperre und anderwärts angewendet sind, ergibt sich gewöhnlich die Notwendigkeit, die Verschlußeinrichtungen der Rohrleitungen weiter abwärts in ein besonderes Schieberhaus zu verlegen, es entstehen dann zweiteilige Anordnungen, für die Abb. 998: Brusiowerk; 487: Löntschwerk; 955: Albulawerk, Beispiele bieten. Muß man in derartigen Fällen noch auf Sandzufuhr rechnen, so kann diese vielleicht wirksam durch eine Anordnung abgefangen werden, die Ing. Brausewetter-Wien im Betonkalender 1909, S. 423, vorgeschlagen hat: „Der Druckstollen tritt dabei seitlich und tangential einige Meter über dem Boden des (zylindrischen) Wasserschlosses ein, so daß sich eine kreisende Bewegung des Wassers herausstellt, wodurch der mitgeführte Sand durch Fliehkraftwirkung an den Umfang geschleudert wird. Die Rohrleitung muß dann möglichst in der Achse des Wasserschloßschachtes entweder als Heber oder als einige Meter über dem Boden des Schachtes emporragendes Grundablaßrohr ausgeführt werden. Ein von dem vertieften Boden des Schachtes abgezweigtes Leerlaufrohr führt den vom Rand nach der Mitte sich ablagernden Sand nach Bedarf ab."

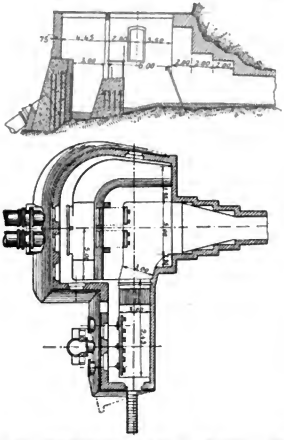


Abb. 999. Wasserschloß La Dernier. Maßstab 1:400. (Gén. Civ. 1905.)

Ob der vom Erfinder erwartete Erfolg bei den Abmessungen und vergleichsweise mäßigen Einströmungsgeschwindigkeiten großer Wasserschlösser tatsächlich erzielt werden kann, wäre erst durch Versuche in möglichst großem Maßstab aufzuklären. Auch ist nicht zu übersehen, daß im allgemeinen ein Bedürfnis nach einer derartigen Sandausklärung im Wasserschloß nicht vorhanden sein wird. Denn, schon um Verlegungen des Stollens zu verhindern, muß man in der Regel bereits an der Wasserfassung eine wirksame Klärung vorsehen, und etwa mitgeführter Feinsand und Schlamm wird auch durch die vorgeschlagene Anordnung kaum auszuscheiden sein. —

Eine eigene Abart der Wasserschlösser sind die an künstlichen Speicherbecken angelegten Fassungen. Das eigentliche Wasserschloß ist hier in dem Speicherbecken selbst zu erblicken, und an dieses ist das Schieberhaus in der Regel unmittelbar an oder sogar eingebaut. Gute Beispiele bieten Ruppoldingen, Schaffhausen (Abb. 519), Brunnenmühle (Abb. 1000b), Duluth (Abb. 982).

In konstruktiver Beziehung läßt sich auf die Umfassungswände und Stirnmauern der Wasserschlösser aus dem früher über Staumauern (S. 936) und auch Gerinne (S. 1112) Gesagten das Nötige ohne weiteres übernehmen. Nur inbezug auf die Behandlung des Bodens weiträumiger Wasserschlösser sei hier eine wichtige Bemerkung festgestellt:

In der Regel wird man ja diesen Boden mit einem Betonbelag wasserdicht machen müssen. Wenn aber dann der Untergrund und die Hinterlagerung der Umfassungsmauern von Natur aus ziemlich undurchlässig sind, so kann sich das, in vielen Fällen kaum mit unbedingter Sicherheit auszuschließende, Druckwasser hinter den Umfassungswänden und unter dem Boden auf die volle der Betriebsfüllung entsprechende Druckhöhe anstauen. Wird dann, etwa zu Reinigungszwecken, das Wasserschloß plötzlich entleert, so kann es vorkommen, daß durch den unausgeglichenen Überdruck dieses

Digitized by Google

Sickerwassers der Boden des Wasserschlosses aufgebrochen wird. Das ist z. B. nach der probeweisen Inbetriebnahme des neuen städt. Felsenauwerkes bei Bern (1909) vorgekommen, (vgl. Abb. 1000a.). In der Abbildung sind die meisten der entstandenen Sprünge an den Wasserlinien deutlich zu erkennen.

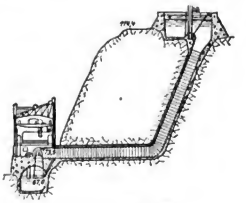


Abb. 1000. Svälgfoswerk.
Wasserschloß und Krafthaus.
Maßstab 1:1250.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

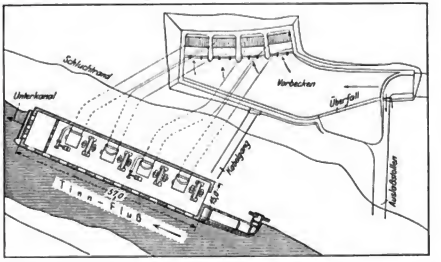


Abb. 1000a. Bern, Felsenauwerk.
Blick in die entleerte Oberwasserkammer.

Digitized by Google

Zur Vorbeugung gegen derartige Ereignisse dient einmal eine höchst sorgfältige Abdichtung des Beckens — die den Durchtritt von Sickerwasser nach Möglichkeit vermindern soll —, und zweitens eine Entwässerung des Untergrundes und der Hinterfüllung durch Gestücklage, Steinpackungen, Sickerstränge usw.

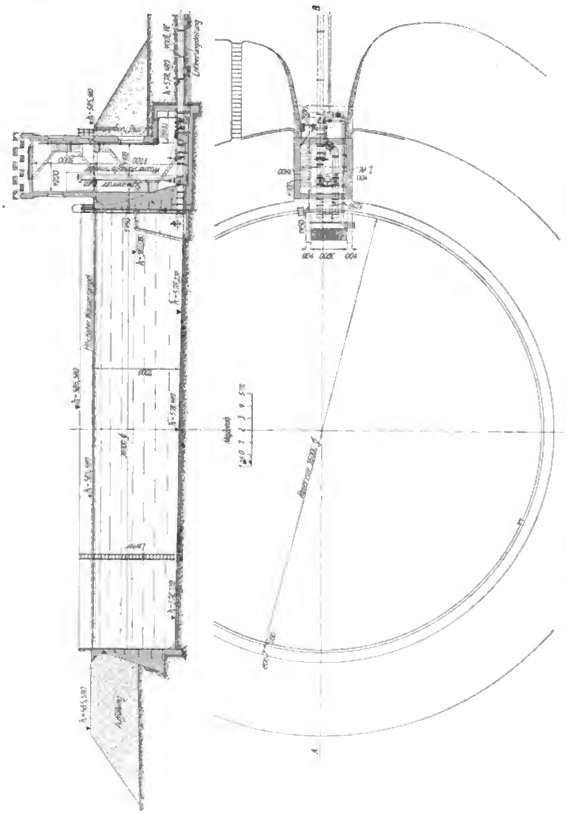


Abb. 1000b. Speicherbecken der Turbinenversuchsanstalt von Voith bei Heidenheim. (Dr. Ing. Voith.)

Digitized by Google

III. Triebwerksanlagen.

Die Anordnung der Wasserkraftmaschinen ist natürlich in erster Linie von bestimmendem Einfluß auch auf die Anordnung und Ausbildung der baulichen Teile der Kraftanlage selbst. Die wichtigste, ohne weiteres in die Augen springende Unterscheidung ergibt sich sofort daraus, ob Gehäuseturbinen verwendet werden oder solche im offenen Schacht, und da die Verwendung der ersteren aus naheliegenden Gründen fast ausschließlich auf das Gebiet der hohen und höheren Gefälle beschränkt ist, so ergibt sich als natürliche Einteilung diejenige in Hochdruck- und in Niederdruckanlagen. Dazu hat die neuere Entwicklung noch eine Zwischenform im Übergang von den Niederdruck- zu den Hochdruckanlagen gebracht, bei der zwar die für die Hochdruckanlagen charakteristische Trennung zwischen Wasserschloß und Turbinenhaus noch nicht scharf vollzogen, dafür aber doch schon die Aufstellung der Turbinen im offenen Schacht soweit umgemodelt ist, daß man hier tatsächlich von einer eigenen, dritten Form sprechen muß, die als „Mitteldruckanlage" bezeichnet werden möge.

1. Hochdruckanlagen.

A. Allgemeine Anordnung.

Für die Wahl der Baustelle sind mindestens ebenso sehr wie die aus der Konstruktion des Krafthauses selbst sich ergebenden Anforderungen (Gründungstiefe, Grundrißstellung usw.) auch die Verhältnisse der Zu- und Ableitung des Wassers maßgebend, wie dies im ersten Teil dieses Buches (S. 137) und im Abschnitt über Triebwasserleitungen (S. 1080 ff.) zur Genüge dargelegt ist. Wenn also hier einige noch besonders aus den Baubedingungen des Krafthauses selbst entwickelte Gesichtspunkte aufgestellt werden, so sind sie so zu verstehen, daß sie im praktischen Einzelfall nicht ausschließlich, sondern immer im Widerspiel bzw. vielleicht auch gemeinsam mit jenen anderen Rücksichten zur Geltung gebracht sein wollen.

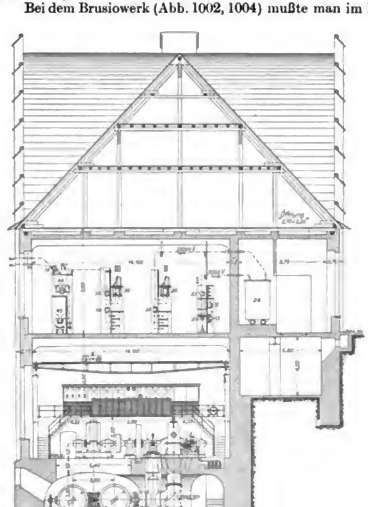
An und für sich das Wünschenswerteste ist eine weiträumige, flache Baustelle mit hochliegendem festem Kies- oder Lettenuntergrund, möglichst wenig dem Grundwasserandrang ausgesetzt, aber auch nicht zu hoch gelegen, damit für die Unterwasserkanäle nicht zu tiefe Ausschachtungen und Gründungen notwendig werden. Eine gewisse Entfernung vom Talweg des Vorfluters ist, wenn dessen Wasserbewegung einigermaßen stürmischen Charakter hat, nicht unerwünscht, weil dadurch die Gefahr der Unterspülung bzw. die Notwendigkeit sorgfältigerer Gründung, Anwendung von Spundwänden usw. vermieden wird. Diese Forderung wird sich vielfach mit derjenigen in willkommener Weise begegnen: die kostspieligen Druckrohrleitungen in ihrem untersten, teuersten Teile nach Möglichkeit abzukürzen. Ein Gesichtspunkt, der u. a. beispielsweise bei der Zentrale Engelberg bei Luzern praktische Bedeutung gewonnen hat (vgl. Schw. Bztg. Bd. 48, Nr. 2 ff., besonders dortige Abb. 25). Die Anlagen Rochebut und Andelsbuch (Abb. 362/70 und 916, 986, 1001) veranschaulichen, von den hier aufgeführten, diese Verhältnisse gut.

Leider sind im allgemeinen gerade bei Hochdruckanlagen die äußeren Umstände viel von dem eben geschilderten Ideal entfernt. Vielfach muß man das Krafthaus auf stark geneigtem Gelände anlegen, und es sind tiefe Unterkellerungen notwendig oder starke

Digitized by Google

Abtragungen, die vielleicht an der Bergseite die Ausführung von hohen Stützmauern nötig machen. Oder endlich: der verfügbare Platz ist ohnedies durch Fluß und Felswand sehr eingeengt, unter Umständen überhaupt unzulänglich. Oder es ist ein an sich günstiger Platz vielleicht durch Rutschneigung des Geländes oder Steinschlaggefahr unbrauchbar gemacht, so daß man vielleicht erst, wie beim Kubel- und Albulawerk, Abb. 437, 439 und 917, mit der Druckleitung über den Fluß hinüberfahren muß, um eine brauchbare Baustelle zu finden. Einige derartige Fälle und die dabei angewandten Lösungen mögen hier noch Erwähnung finden:

Bei dem Brusiowerk (Abb. 1002, 1004) mußte man im Hinblick auf die günstigste Führung der Rohrleitung, die beste Ausnutzung des verfügbaren Nutzgefälles (der Fluß von Poschiavino ist außerordentlich gefällreich) und aus weiteren mit der Fortleitung der erzeugten Kraft zusammenhängenden Gründen eine an sich sehr ungünstige Stelle wählen. Der Boden, im alten Flußbett durch Anschwemmung entstanden, und zum Teil mit Bergsturzmaterial bedeckt, hatte eine Neigung von 10 % und forderte bei der Nähe des sehr wilden und reißenden Flusses zur größten Vorsicht bei der Gründung auf. Man hat darum längs des ganzen Flußufers eine hohe ganz selbständig gegründete Schutzmauer geführt, deren Fuß noch einmal durch eine vorgelegte mit schwerem Trockenpflaster gedeckte Vorlandschüttung gesichert wurde. Außerdem wurden tiefgehende und ausgedehnte Gründungen notwendig, die man nur z. T. für den Unterkanal ausnutzen konnte. An der Bergseite war eine hohe Stützmauer erforderlich.



Zu Abb. 1001.

Bei dem Kraftwerk Andelsbuch, Abb. 916, 1001, 1003, war der Platz für das Krafthaus am Fuße einer sehr steil abfallenden Halde durch das hart angrenzende Überschwemmungsgebiet der Bregenzer Aach aufs äußerste beschränkt. Man hat sich hier durch eine sehr eigenartige Anordnung des Krafthauses geholfen, indem man Unterkanal, Rohrleitung, Maschinenflur und Blitzschutzanlage nebst Spannungswandlern in 4 Stockwerken übereinander aufbaute. Dabei hat die Notwendigkeit, ein Anschneiden der sehr steil geneigten und an sich rutschgefährlichen Kiesböschung (vgl. S. 1151) zu vermeiden, zur Anordnung einer vorplatzartigen Anschüttung auf der Bergseite mit beiderseits anschließenden hohen Stützmauern geführt.

Bei dem eben schon herangezogenen Kubelwerk (Abb. 437, 439, 444, 46) waren selbst auf dem mit Überschreitung des Flusses gewonnenen etwas günstigeren Ufer noch große Abtragungen und Böschungsarbeiten nötig, um Platz für die Turbinenanlage nebst Wohn-

Digitized by Google

gebäuden und Dampfaushilfsanlage zu schaffen, Arbeiten, die im Verlauf der früher geschilderten starken Entwicklung des Werkes später noch weiter ausgedehnt werden mußten. Derartige Umstände können wohl gelegentlich Anlaß dazu geben, die Nebenanlagen, Wohngebäude, Wärmekraftanlagen usw. getrennt von der Wasserkraftanlage an günstigerer Stelle außerhalb des engen Tales zu errichten.

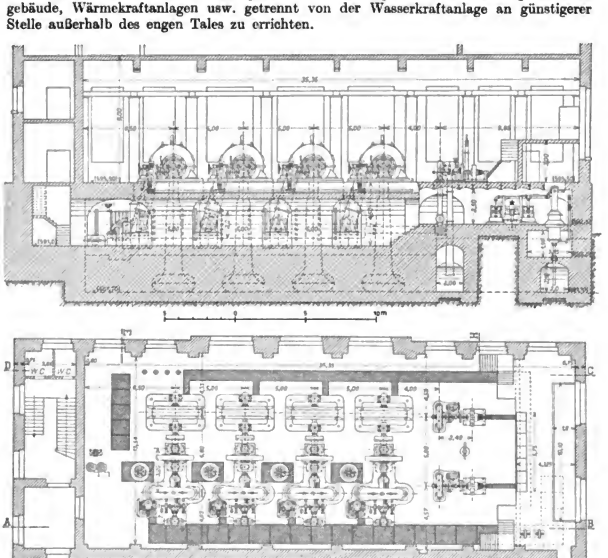


Abb. 1001. Andelsbuch. Krafthaus. Maßstab 1:300.
(Schweiz. Bauztg. Bd. 55.)

Bei dem Elektrizitätswerk La Cassagne (Pyrenäen), wo man genötigt war, das Krafthaus hart unter eine jäh abfallende Felswand anzuschneiden, hat man für die erforderliche hohe Futtermauer die in Abb. 1005 dargestellte, sehr elegante und wirtschaftliche Lösung gewählt.

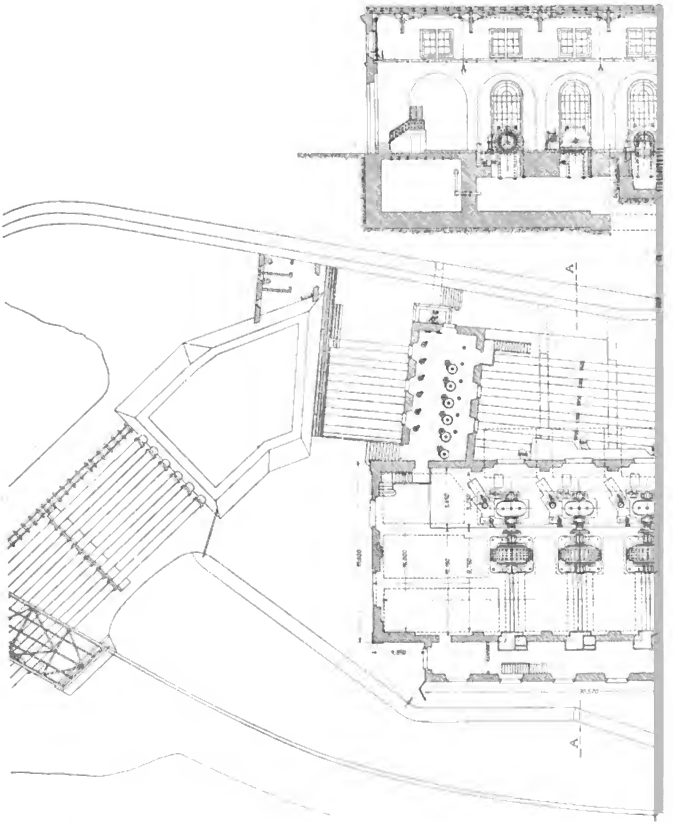
Bei dieser Gelegenheit sei noch der Hinweis gestattet, daß alle derartigen Anordnungen mit Böschungsanschnitten und Stützmauern mit umlaufendem Gang, der Maschinenhalle gern zuviel Licht wegnehmen, so daß man nicht ohne dringende Not zu nahe an den Berg herangehen soll, selbst auf die Gefahr hin, dafür auf der Talseite etwas kostspieligere

Digitized by Google

Abb. 1002. Brusiowerk. Gesamtansicht.
(Abb. 1002, 1004 nach Brusiogesellsch.)

Abb. 1003. Andelsbuch. Bergansicht des Krafthauses.
(Schweiz. Bauztg. Bd. 55.)

Digitized by Google



Verlag von Julius Springer in Berlin

Digitized by Google

B – B

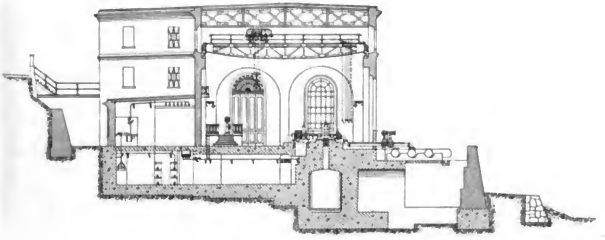


Abb. 1004a. Brusiowerk. (Zu Tafel 11.)

A – A

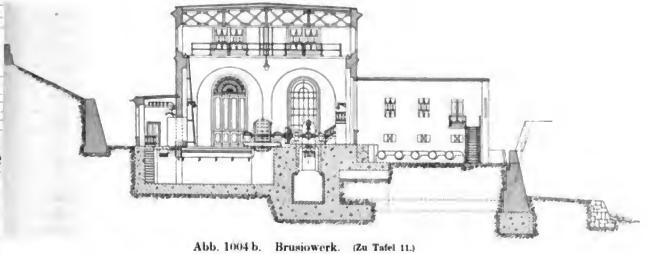


Abb. 1004b. Brusiowerk. (Zu Tafel 11.)

Abb. 1005. Aufgelöste Futtermauer am Werk La Cassagne.
(Aufn. v. Buisson-Karlsruhe.)

Digitized by Google

Unterbauten zu bekommen (vgl. Andelsbuch, Abb. 1001). Auf alle Fälle müssen die schachtartig schmalen Streifen zwischen Maschinenhaus und Stützmauer sorgfältig in Hinsicht auf gute Ableitung des Bergwassers und des Schmelzwassers aus dem sich hier leicht in unliebsamer Menge anhäufenden Schnee angelegt werden (vgl. Abb. 1006).

B. Stellung und Gliederung des Krafthauses.

Einfluß der Wasserzu- und -ableitung. Wesentlich mit ausschlaggebend bei der Anordnung des Krafthauses sind die Forderungen, die sich aus der Aufgabe, Turbinenhaus, Rohrleitung und Unterkanal in technisch und wirtschaftlich vorteilhafter Weise anzuordnen, ergeben. Diese Fragen stehen, wie ohne weiteres einzusehen, wieder in innigster Wechselwirkung mit der inneren Gliederung des Turbinenbaues, der Aufstellung der Turbinen, Stromerzeuger usw.

Es darf als eine gute, durch die Forderungen der Betriebssicherheit vorgezeichnete Grundregel bezeichnet werden, das Krafthaus möglichst nicht in die gerade Verlängerung der ankommenden Druckleitungen zu stellen, hauptsächlich nicht bei den Anlagen von großem Gefäll und großer Leitungslänge. Ältere Werke, bei denen dies nicht beobachtet ist, wie Heimbach, Abb. 462/64, Ogden, Abb. 1007 u. a., sind immerhin der Gefahr ausgesetzt, daß bei einem Rohrbruch im oberen Teile der Zuleitung eine allgemeine Überschwemmung des Krafthauses eintritt.

Freilich ist zu sagen, daß die neueren Entlastungsvorrichtungen, Druckregler, selbsttätige Abschlußklappen im Wasserschloß und die fortgeschrittene Erfahrung und Technik in der Ausbildung der Hochdruckleitungen diese Gefahren stark vermindert haben, so daß man nicht berechtigt ist, die eben ausgesprochene Regel als eine unbedingt zwingende Forderung über allen anderen, vornehmlich derjenigen der Wirtschaftlichkeit, anzuerkennen. Wo es aber ohne unverhältnismäßigen Mehraufwand möglich ist und wo die Anforderungen an Betriebssicherheit und das Risiko besonders hoch sind, also vor allem bei Anlagen mit hohem Gefälle, namentlich auch Anlagen ohne anderweitige Hilfszentralen, wird man doch gut tun diese Regel zu beachten.

Gute Ausführungsbeispiele sind: das Löntschwerk, Abb. 489 bis 501; Andelsbuch, Abb. 986; Ackersand, Abb. 1008 und Engelberg (Abb. 1074); Brusio, Abb. 1002/4.

Bei diesen Anlagen ist fast durchweg die Rohrleitung an die Unterseite des Krafthauses geführt, um eben bei etwaigen Rohrbrüchen, die mit Vorliebe bei den Formstücken und Schiebern der Verteilungsleitungen auftreten, dem mit gewaltiger Kraftäußerung austretenden Druckwasser den kürzesten Weg in den Vorfluter zu bieten. Bei Brusio hat man aus diesem Grunde und gleichzeitig in der Absicht, die elektrische Schaltanlage an der Längswand des Gebäudes landseitig unterzubringen, die Ausgabe für eine umfangreiche, auf Bogenstellungen abgestützte Rohrbahn nicht gescheut.

Besonders vorteilhaft ist in dieser Beziehung die Rohrleitung des Löntschwerkes angeordnet, wo der untere Festpunkt als mächtige Brustwehr sich am unteren Ende der Druckrohrleitung erhebt und etwaiges Bergwasser in einen seitlich ausgehobenen Kanal abweist.

Begründete Abweichungen von dieser im allgemeinen vorteilhaftesten Ausführungsform finden sich hauptsächlich bei den Mitteldruckwerken, wo die Rohrleitungen sehr groß und unhandlich sind, und wo gleichzeitig die Bruchgefahr klein ist — Beispiele: Brillane, Abb. 329, und Ventavon, Abb. 343 u. a. — Doch kann sich auch hier sehr wohl die Gelegenheit bieten, die eben für Hochdruckwerke empfohlene Anordnung anzuwenden, wofür Abb. 1009, Entwurf des Kallnachwerkes (von Oberingenieur Schafir, Bernische Kraftwerke) ein sehr bemerkenswertes Beispiel vorstellt. Bei einer derartigen Anordnung, die sich unter Verwendung von Eisenträgern oder Eisenbeton für die Rohrbahn in ebenso wirtschaftlicher wie technisch vollkommener Weise ausführen läßt, wird der Vorteil gewonnen, daß die Turbinen möglichst nahe an das Unterwasser gerückt werden, wodurch an Gründungsmassen erheblich gespart und zudem der Vorteil gewonnen wird, daß, beispielsweise im Gegensatz zu Brillane, Abb. 331, vermieden wird, die Rohrleitungen unter dem größten Teile der Maschinenhalle quer durchzuführen.

Digitized by Google

Eine zweite wohlbegründete Ausnahme von der Regel, das Maschinenhaus abseits und die Rohrleitungen auf die Unterwasserseite zu verlegen, ergibt sich unter Umständen dort, wo die Zahl der Hauptrohrleitungen und der Maschinen sehr groß ist, und wo man, um die Länge des Maschinensaales zu verringern, die Turbinen in zwei Reihen aufstellt, eine Anordnung, die nachher noch näher besprochen werden soll. Es entstehen dann Anordnungen, wie sie beispielsweise im Entwurf „Landeskultur" zum Walchenseewettbewerb (Verfasser: Stadtbaurat a. D. Theodor Koehn, Berlin, und Sager und Wörner, München), vorgesehen waren (Abb. 1010) und wie sie im Entwurf der Badischen Staatsbahnverwaltung zum Ausbau des Murgwerkes (Abb. 1011) in Aussicht genommen sind.

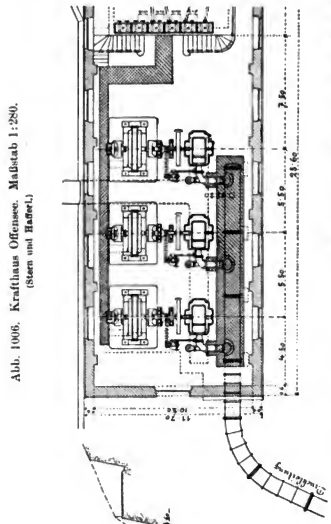


Abb. 1006. Krafthaus Offensee. Maßstab 1:250. (Stern und Hafferl.)

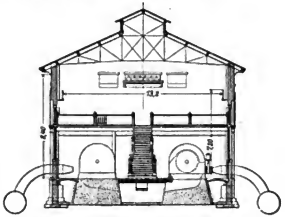
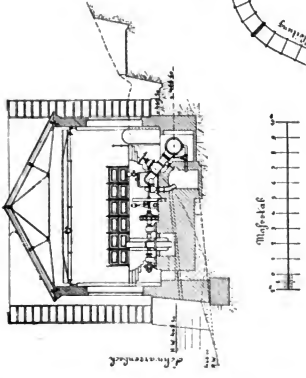


Abb. 1007. Pioneerwerk bei Ogden. Krafthausquerschnitt. Maßstab 1:300. (Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1897.)



In dem erstgenannten Entwurf war zur Vermeidung der langen kostspieligen Rohrführung und in der Meinung dadurch bessere Übersichtlichkeit im Maschinensaal zu erzielen, noch die in Abb. 1012 dargestellte Lösung vorgeschlagen. Abgesehen davon, daß dieser letztere Zweck kaum erreicht worden wäre, hat diese an sich gewiß interessante Lösung den schwerwiegenden Nachteil, daß sie die Rohrleitung mit Verteilungsköpfen und Verbindungsleitungen vollständig hinter das Gebäude, wie in eine Sackgasse legt. Dabei wäre die Abführung des Wassers im Falle von Rohrbrüchen jedenfalls erschwert, selbst wenn, was im Entwurf anscheinend nicht der Fall gewesen, besondere Absturzöffnungen nach dem unter der Verbindungsleitung hinziehenden Unterkanal angeordnet würden.

Digitized by Google

Im Falle des Murgwerkes war die doppelte Umfassung des Krafthauses mit den Rohrleitungen noch mehr unvermeidlich. Denn hier wird das Wasser aus zweierlei Zuleitungen, eine mit etwa 160 m, die andere mit etwa 345 m Nutzdruck im selben Kraft-

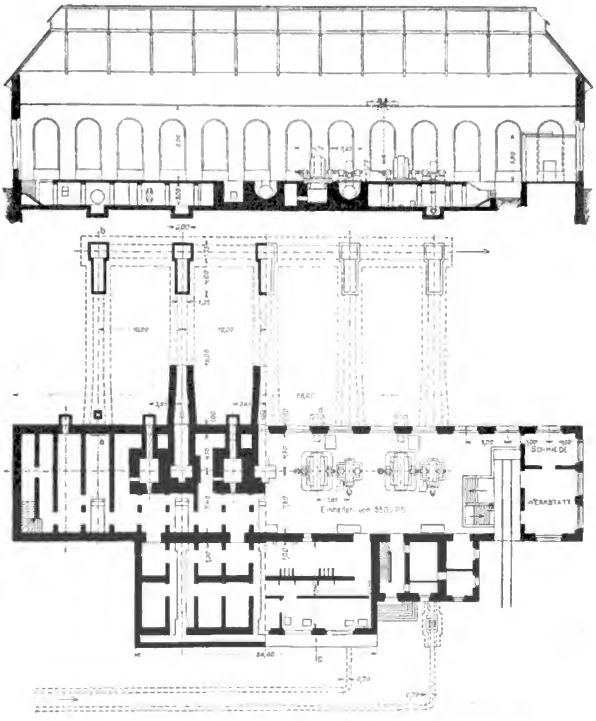


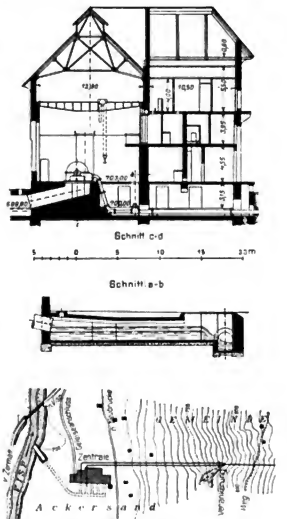
Abb. 1008. Werk Ackersand, Grundriß, Schnitt und Lageplan. Maßstab 1:700.
(Abb. 1008/09 n. Schweiz. Bauztg.)

haus ausgenutzt. In einem weiter zurückliegenden Entwurf zu demselben Werke war der Versuch gemacht, trotz dieser Schwierigkeiten sämtliche Rohrleitungen auf die Wasserseite des Hauses zu verlegen. Es läßt sich aber nicht bestreiten, daß die dazu notwendige zweigeschossige Anordnung der Rohrbahn für den Betrieb und die Unter-

Digitized by Google

haltung gewisse schwerwiegende Nachteile gehabt hätte[1]). Wenn die Rohrleitungen nicht allzu zahlreich und der Platz reichlicher vorhanden gewesen wäre, so hätte man vielleicht diese Lösung in der beim Werk Loch Leven, Abb. 932, durchgeführten Weise praktisch brauchbar machen können: Die Leitungen sind hier auch in zwei Höhenschichten angeordnet, erscheinen aber im Grundriß trotzdem alle nebeneinander, so daß man Ausbesserungen und Auswechselungen an der unteren Rohrfahrt vornehmen kann, ohne die obere abbauen zu müssen. Bei einer derartigen Anordnung wäre es ohne weiteres möglich, auch eine Zentrale mit zweireihig aufgestellten Maschinen allein von der Wasserseite aus zu speisen.

Eine dritte Reihe von Fällen, wo man mit einigem Grund die Lage der Rohrleitungen außerhalb des Hauses gegen eine solche im Inneren desselben aufgeben kann, ist dort gegeben, wo der verfügbare Platz sehr beengt ist, namentlich wenn es sich gleichzeitig um kleine Zentralen mit wenigen Maschinen handelt, die vielleicht nur als einzelnes Glied in einem von mehreren Kraftwerken gespeisten großen Netze mitarbeiten. Hier ist, da es sich nur um 1 bis 2 Hauptrohrleitungen handeln kann, vor allem auch die Möglichkeit gegeben durch die Verlegung der Leitungen ins Haus anschnliche wirtschaftliche Vorteile sich anzueignen. Als Beispiel derartiger Anordnungen seien genannt Ennepe-Talsperrenwerk, Abb. 379 bis 382; Andelsbuch, Abb. 1001; Offenseewerk, Abb. 1006. Neben dem unzweifelhaften Vorteil der Platzersparnis haben derartige Anordnungen noch das für sich, daß sie die gegen Temperaturwechsel empfindlichen Abzweigungsstücke, Schieber usw. in das Innere des Hauses bringen und dadurch auch unter Umständen Bedienung und Unterhaltung erleichtern. Es ist aber dann unerläßliche Voraussetzung, daß die Gänge, in denen die Rohrleitungen verlegt werden sollen, auch hinreichend geräumig gehalten werden. Darin ist vielfach gefehlt, beispielsweise eben beim Ennepewerk, auch, unter dem Zwange der Not: in Andelsbuch (Abb. 1001), ferner in Heimbach (Abb. 462) u. a. Im letzteren Werk wäre es gut möglich gewesen, ähnlich wie im Offenseewerk (Abb. 1006), die Rohrleitung durch Anordnung abnehmbarer Riffelblech- oder besser: Eisenbetonplatten bequem vom Maschinenflur aus bei Tageslicht zugänglich zu machen. Eine solche Anordnung sollte man immer, wo es möglich ist, versuchen, namentlich wegen der Erleichterung der Auswechselung.



Zu Abb. 1008.

In Fällen, wo die Betriebsverhältnisse es nahelegen, auf die Erreichung möglichst großer Betriebssicherheit in erster Linie abzuheben, und wo man mit den Mitteln nicht gar zu haushälterisch umgehen muß, ist eine Anordnung, wie sie erstmals beim Elektrizitätswerk Hohenfurth (Abb. 1013) angewendet wurde, sehr empfehlenswert. Der Unterkanal ist hier aus dem Gebäudegrundriß weg nach seitwärts unter die Rohrbahn verlegt. Dadurch sind hier die sonst für die Aufnahme der schweren Maschinenlasten sehr kräftig

[1]) Vgl. Entwurf eines Wasserkraftwerkes im Gebiete der Murg von Th. Rehbock, Leipzig 1909.

Digitized by Google

auszubildenden Gewölbe erspart, und die ganzen Schieberanordnungen und Sicherheitsventile zusammen mit den Hauptleitungen aus dem Maschinensaal weg, abe: trotzdem unter schützendes Dach gebracht. Dabei hat der Maschinensaal außerordentlich an Übersichtlichkeit und, trotz verhältnismäßig geringer Abmessungen, an Geräumigkeit gewonnen. Diese Vorzüge haben wohl wenigstens zum Teil den Mehraufwand für den notwendigerweise etwas übermäßig breit ausgefallenen Unterkanal mit seiner tiefen Gründung wettmachen können. Vor allem aber ist für den Betrieb die Annehmlichkeit gewonnen, daß die Hauptgefahrpunkte: Rohrabzweigungen und Schieber, ganz aus dem Maschinensaal weg, und zwar unmittelbar über den offenen Untergraben verlegt sind. Für Werke von mittlerer Größe, also solche mit nicht zu viel einzelnen Rohrleitungen, darf diese Anordnung sehr zur Nachahmung empfohlen werden.

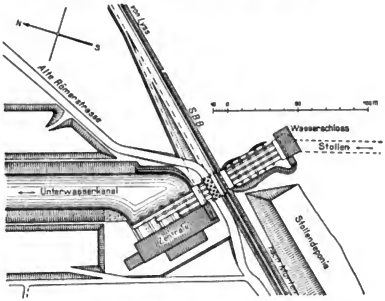


Abb. 1009. Kallnachwerk. Lageplan. Maßstab 1:3000.

Einfluß der Maschinenanordnung. Mit den bisherigen Ausführungen wurde der Aufbau der Triebwerksanlage gewissermaßen von außen nach innen, nämlich hauptsächlich vom Gesichtspunkt der Anordnung der Rohrleitungen aus entwickelt. Zur Ergänzung ist es jetzt noch nötig den Weg rückwärts, von innen nach außen, noch einmal zu durchlaufen, wobei die Anordnung und Aufstellung der Maschinen den Ausgangspunkt bilden muß.

Die Stromerzeuger werden fast ausnahmslos mit den meist rasch laufenden Gehäuseturbinen unmittelbar gekuppelt, neuerdings sogar starr, ohne Zwischenschaltung elastischer Kupplungsglieder (Lederband- usw.) (Löntschwerk). Die wagrechte Wellenanordnung herrscht dabei vor, weil sie sozusagen die „natürliche" ist, einfachste Lagerordnung und Lastübertragung gestattet, und für den Betrieb wegen der einfachen und bequemen Abbaufähigkeit, des Schmierdienstes usw. unleugbare Vorteile bietet. Die einzelnen Maschinen werden dabei entweder auf fertig aus der Fabrik bezogenen schweren Gußrahmen aufgelagert (was unter anderem den Vorteil bietet, daß der Aufbau in der Zentrale ziemlich rasch und einfach und mit größter Sicherheit gegen vorkommende „Montagefehler" auszuführen ist. Oder aber: es werden wohl auch bei sehr großen Stromerzeugern gelegentlich die Lager nur als einzelne Böcke ausgeführt, die in die Betonfundamente verankert werden. Die Lager der Turbinen selbst sind in der Regel an das Gehäuse angebaut, bzw. angegossen, wobei das Gehäuse selbst dann mit einem Tragrand oder Tragbock auf das Betonfundament, unter Umständen auch wieder auf einen einheitlichen Fundamentrahmen aufgeschraubt wird. Das Wellenmittel der Maschinen wird je nach Größe der Einheiten in Höhen von 0,8 bis 1,4 m über dem Maschinenhausflur angenommen, weil dabei die Bedienung und Reinigung der Lager am bequemsten vonstatten geht. Bei größeren Lauf- bzw. Polraddurchmessern werden dann unter den Maschinen Aussparungen,

Digitized by Google

Schlitze, Gruben usw. angeordnet, die möglichst bequem zugänglich zu machen sind, und die bei tiefliegenden Maschinenhäusern sorgfältig gegen etwaigen Rückstau vom Unterkanal her zu sichern sind (durch Isolierung und nötigenfalls Sickerstränge mit Pumpenanlage).

Die Zuführung des Triebwassers erfolgt bei höheren Gefällen sowohl für Francis-, wie für Peltonturbinen in der Regel von unten, wobei Krümmer der verschiedensten Formen Verwendung finden (Löntschwerk, Abb. 500; Heimbach, Abb. 462/66; Offensee, Abb. 1006; Andelsbuch, Abb. 1001; Hohenfurth, Abb. 1013 u. v. a.). Sehr einfache Anordnungen, die sich hauptsächlich für Einheiten von sehr großem Wasserverbrauch eignen, zeigen die Abb. 1008, Ackersand; 964, Kernflußwerk; 1014/15, Neufundlandwerk; 1016, Tacomawerk; 331/32, Brillane.

Unter Umständen kann es vorteilhaft sein, die Zulaufrohre von oben einzuführen, namentlich bei Mitteldruckwerken, wo der große Raumbedarf der mächtigen Röhren und die geringere Bruchgefahr in gleicher Weise auf diese Lösung hinleiten. Ein Beispiel ist Rochebut, Abb. 363, 368, 369, 371, wo die örtlichen Verhältnisse oberhalb des Krafthauses diese Lösung besonders nahelegten. Hier ist natürlich besonders sorgfältig darauf zu achten, daß der Schub der ankommenden Rohrleitungen durchaus von der, dafür viel zu schwachen, Umfassungswand der Maschinenhalle ferngehalten wird.

Die Ableitung des Wassers erfolgt bei den Francisturbinen durch die Saugrohre, die vorteilhafterweise im unteren Teile oftmals in Beton gestampft werden, zur Verstärkung der Fundamente (Hohenfurth, Abb. 1013; Brillane, Abb. 331; Neufundland, Abb. 1014/15; Andelsbuch, Abb. 1001, u. a.). Bei den Peltonturbinen, bei denen das verbrauchte Triebwasser annähernd senkrecht zur Ebene des Laufrades nach beiden Seiten austritt, geschieht die Wasserableitung durch das in der Regel

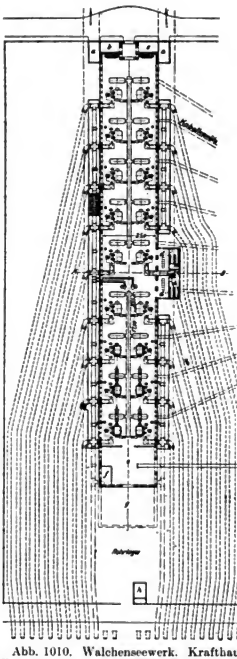
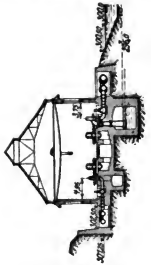


Abb. 1010. Walchenseewerk. Krafthaus, Entwurf „Landeskultur I". Maßstab 1:1800. (Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)



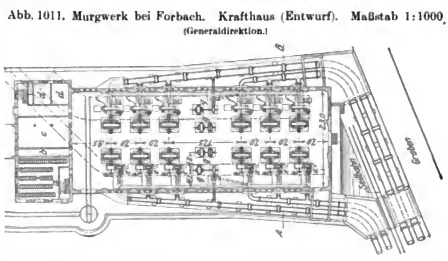


Abb. 1011. Murgwerk bei Forbach. Krafthaus (Entwurf). Maßstab 1:1000. (Generaldirektion.)

Digitized by Google

übergestülpte Blech- bzw. Gußgehäuse, aus dem das Wasser frei in den vielmals unmittelbar darunter angelegten Unterkanal fällt (Brusiowerk, Abb. 1003; Offensee-werk, Abb. 1006; Löntschwerk, Abb. 500; Ogden, Abb. 1007). Die eben geschilderten Verhältnisse der Wasserzu- und -ableitung sind in erster Linie für die Anordnung

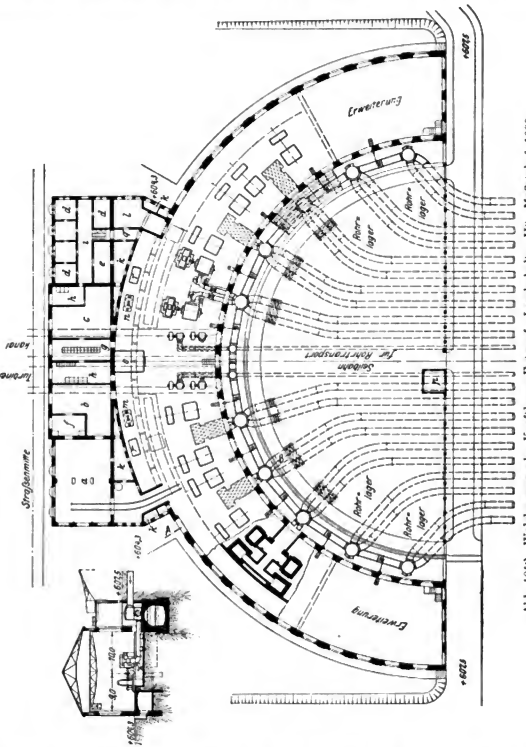


Abb. 1012. Wäleheneswerk. KraftHaus, Entwurf „Landeskultur II". Maßstab 1:1000. (Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

und Stellung der Maschinen maßgebend; die Anforderungen des Betriebs, die eine klar übersichtliche und, im Interesse der Sicherheit der Bedienungsmannschaft: geräumige, Aufstellung verlangen, müssen dabei gewahrt werden. Die am meisten gebräuchliche Anordnung: Maschinenwelle quer zur Gebäudelängsachse gestellt und Ableitung des Wassers durch einen längs laufenden Sammelkanal kann bei mäßig großer Anzahl der Ein-

Digitized by Google

heiten und bei Maschinen von mittlerer Größe im allgemeinen die erwähnten Ansprüche, gleichzeitig mit dem der Wirtschaftlichkeit, am besten befriedigen. Beispiele bieten: Offensee werk, Abb. 1006; Andelsbuch, Abb. 1001; Hohenfurth, Abb. 1013; Ennepewerk, Abb. 381; Löntschwerk, Abb. 500, u. v. a. Das Verlangen nach einer besonders einfachen Zu- und Ableitung hat aber doch auch schon mehrfach zu Anordnungen geführt, wo Maschinenwelle und Maschinenhausmittel parallel gelegt sind, Beispiele: Kernflußwerk, Abb. 964 und 933; Ackersand, Abb. 1008; Ogden, Abb. 1007; Neufundland, Abb. 1014 und 1015 und andere. Diese Anordnung verlangt allerdings in der Regel einen mehr oder minder großen Mehraufwand an Grundfläche des Maschinenhauses und gibt vor allem eine größere

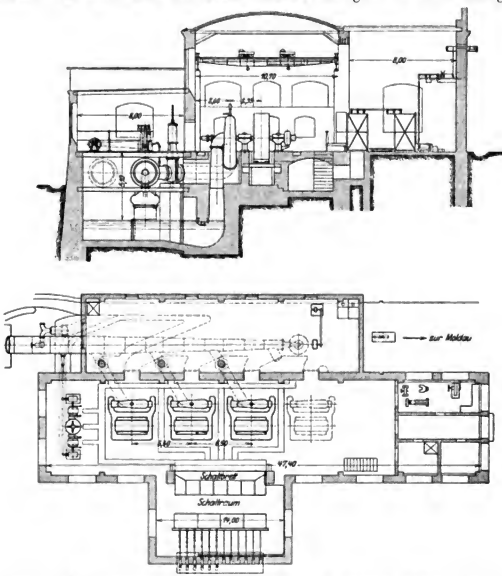


Abb. 1013. Hohenfurth. Schnitt und Grundriß des Krafthauses. Maßstab 1:450.

Längenentwicklung, beides Nachteile, die man eben nur bei Einheiten von sehr großer Leistung und entsprechend geringer Anzahl gern in den Kauf nehmen kann. Dort, wo man ohnedies zur Wahl der zweireihigen Aufstellung neigt, können indes diese Mängel der Anordnung „Maschinenmittel längsgestellt" zurücktreten: der Mehrverbrauch an Grundfläche wird hier, wie leicht einzusehen, erheblich kleiner (weil die Maschinenhausbreite besser ausgenutzt werden kann). Und gleichzeitig wird die Maschinenhausbreite absolut genommen kleiner als bei derselben zweireihigen Anordnung und „Maschinenmittel quergestellt". Dadurch werden dann Laufkran, Dachstuhl usw. nicht unerheblich verbilligt (vgl. Ogden, Abb. 1007, u. Heimbach, Abb. 462/66), bzw. es werden die störenden Pfeilereinbauten, wie sie die alten Werke Jajce und Brennerwerke bei Matrei haben, vermieden.

Digitized by Google

Einen sehr beachtenswerten Versuch, die zweireihige Maschinenaufstellung mit der einseitigen Rohrverlegung bzw. -einführung zu vereinigen, zeigt der Entwurf des Wasserkraftwerkes für die Stadt Tacoma, Abb. 1016: gestaffelte Aufstellung. Die Anordnung verbraucht, wie man sich leicht durch versuchsweises Umstellen der Maschinen in Abb. 1016 überzeugen kann, nur unbedeutend mehr Raum, als einreihige Querstellung, gestattet

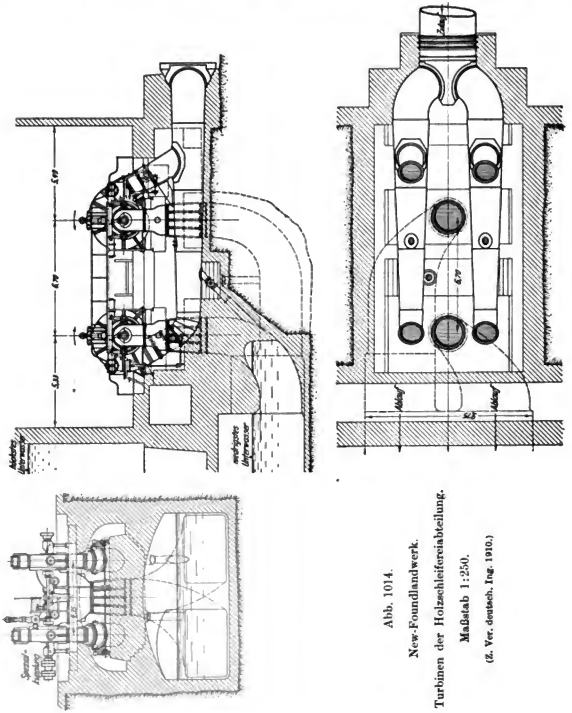


Abb. 1014.
New-Foundlandwerk.
Turbinen der Holzschleifereiabteilung.
Maßstab 1:250.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1910.)

dabei aber bequemste Führung der 1,8 m weiten Druckrohre und eine reichliche Breitenentwicklung der Unterkanäle, von denen große Leistungsfähigkeit (28 cbm/sek) verlangt war.

An und für sich betrachtet, hat die zweireihige Anordnung für größere Zentralen ihre zweifellosen Vorzüge: Durch eine allzu große Längenentwicklung des Krafthauses wird

Digitized by Google

die Übersichtlichkeit und das Ineinandergreifen von Schalttafel- und Maschinenbedienung beim Einschalten neuer Maschinen usw. recht erschwert, und wenn man auch durch Anordnung der Schalttafel in der Mitte der Längswand (Brusiowerk, Abb. 1003); Albulawerk, Abb. 1017 sich behelfen kann, so hat das doch seine Grenzen — länger als 120 bis 150 m sollte man doch wohl selbst bei Anwendung von Rohrfernsprechern ein Krafthaus nicht machen. Als Mittel, um dies in schwierigen Fällen zu erreichen, kommen hier neben der zweireihigen Anordnung vor allem die Vergrößerung der Turbineneinheiten, Anordnungen nach Abb. 1014/15 und 1017/19 (mehrreihige Zwillingsaufstellung) in Betracht. In seltenen, besonders schwierigen Einzelfällen wie beispielsweise beim Walchensee werk, Abb. 1010 und 1012, könnte man wohl auch einmal zu einem gebrochenen zwei- oder dreistrahligen Grundriß (Abb. 1020) greifen, der, nach einem, im Gefängnisbau schon seit längerem angewandten Gedanken, die vollkommenste Übersichtlichkeit von einem einzigen Standpunkt aus ergeben würde, und dies in vollkommenerer Weise als der in Abb. 1012 niedergelegte halbkreisförmige Grundriß[1]).

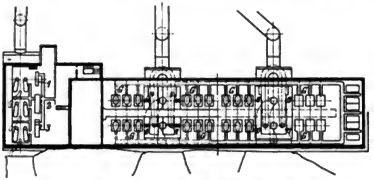


Abb. 1015. New-Foundlandwerk, Maschinenhaus-Grundriß.
Maßstab 1:1160.
(Eng. Rev.)

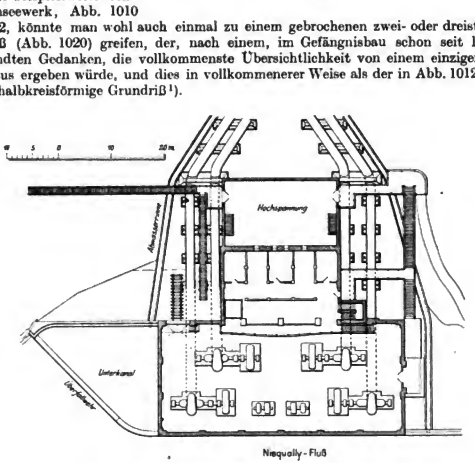


Abb. 1016. Nisqually werk von Tacoma (Wash.)
Krafthaus (Entwurf). Maßstab 1:800.
Nutzgef.: 132 m, Normalwasserm.: 28 cbm/sek, Normalleistung: 4 · 10000 PS. (Eng. News 1910.)

Der Nachteil, der hier und da der zweireihigen Anordnung vorgeworfen wird, daß sie die Betriebsgefährlichkeit erhöhe, indem sie die Arbeiter im mittleren Bedienungs-

[1]) Ausgeführte zweireihige Anlagen bestehen z. Zt. im Pioneerwerk bei Ogden (Utah), Heimbach (Urfttalsperre), Jajce (Bosnien), Brennerwerke bei Matrei.

Digitized by Google

gang zwischen zwei Gefahrenquellen stelle, braucht nicht tragisch genommen zu werden. Denn ein vielfaches Hin- und Herlaufen der Arbeiter liegt gar nicht in den Bedürfnissen des Betriebes, und tatsächlich hat sich bei den weiträumigen Anordnungen, wie sie üblich sind (vgl. Abb. 465: Heimbach), die Empfindung eines Mißstandes nirgends herausgestellt.

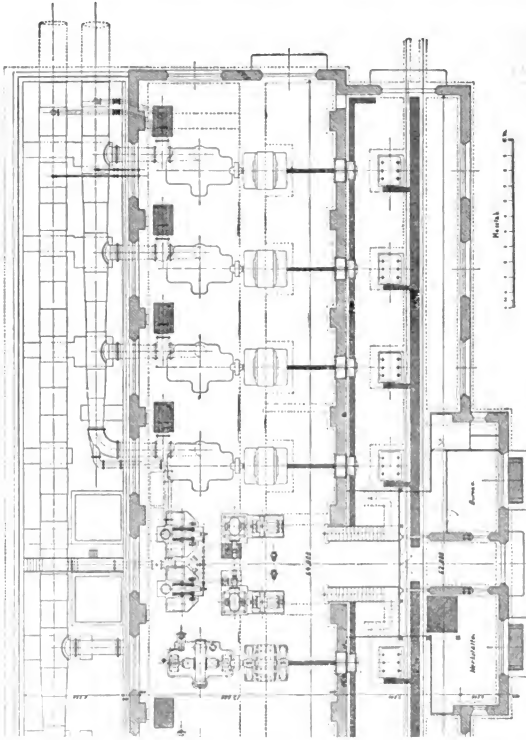


Abb. 1017. Albulawerk. KraftHaus. Maßstab 1:275. Grundriß.
(Abb. 1017: 1019 Städt. Werk A., Zürich.)

Dagegen darf man es als einen wesentlichen Vorzug der zweireihigen Anordnung ansprechen, daß sie unter Umständen kürzere Kabelführungen zur Schalttafel, auf jeden Fall einen kürzeren und besser ausgenützten Kabelkanal und kleineren Aufwand im Umfassungsmauerwerk der Maschinenhalle bringt. Auch der Bedarf an Grundfläche wird im allge-

Digitized by Google

meinen wegen des teilweisen Übereinanderfallens der beiderseitigen Sicherheitstreifen im Mittelgang kleiner ausfallen, als bei einer einreihigen Anlage.

In neuerer Zeit hat man mehrfach mit bestem Erfolg versucht, eine Platzeinschränkung dadurch zu erzielen, daß man die Turbinenwelle **senkrecht** anordnete, was man früher fast nur bei Niederdruckanlagen zu tun und als notwendiges Übel zu betrachten gewohnt war. Bei dieser Anordnung (Abb. 80, Type 10 bis 13 und 938) wird die Turbine von dem Maschinenhausflur weg in den Unterbau verlegt, wodurch die Übersichtlichkeit des Maschinensaals außerordentlich gewinnt. Zugleich ergibt sich eine wesentliche Einschränkung der Maschinensaalbreite, ein Gesichtspunkt der besonders bei beschränkten Platzverhältnissen an der Baustelle sehr wertvoll ist.

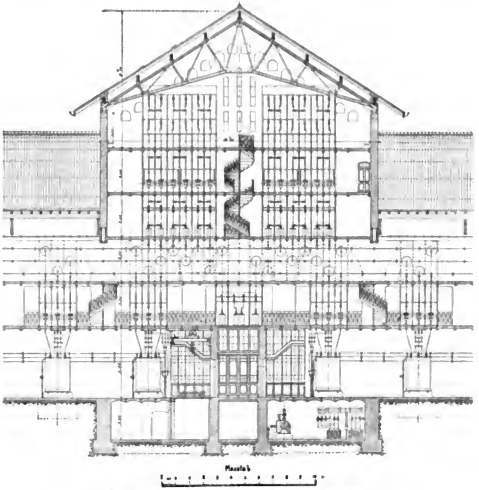


Abb. 1018. Krafthaus Albula. Längsschnitt. Maßstab 1:300.

Die technischen Schwierigkeiten, die sich aus dieser Anordnung ergeben: Aufnahme der schweren umlaufenden Lasten in einem einzigen Lager, sind hier übrigens leichter zu überwinden, wie bei den Niederdruckanlagen. Denn einerseits pflegen die Turbinen und Stromerzeugerlaufräder an sich bei gleicher Leistung erheblich leichter zu sein, und andererseits ist, wenigstens bei Francisturbinen, der im Laufrad für Entlastung nutzbar zu machende Wasserdruck erheblich größer. Die hohe Ausbildung, die heutzutage die mit Drucköl geschmierten Ringspurlager besitzen (Abb. 1021) machen die Ausführung der senkrechten Wellenanordnung selbst für die größten Einheiten zu einer technisch unbedingt einwandfreien Lösung. Und angesichts der sonstigen Vorteile wird auch in vielen Fällen trotz der an sich i. d. R. um 10 bis 15 % höheren Kosten der Maschinenanlage, der Mehrkosten der notwendigen Verstärkung der Öldruckanlage und der Betriebskosten derselben die Anordnung alles in allem noch wesentliche, auch wirtschaftliche, Vorteile bringen können.

Digitized by Google

Die senkrechte Welle für Hochdruckanlagen, schon 1898 im alten Sihlwerk am Züricher See angewendet[1]), ist neuerdings von Amerika aus wieder auch in den europäischen Turbinenbau zurückgekehrt. Durch Größe bemerkenswerte Ausführungen sind z. B. die Featherwerks-Einheiten von 18 000 PS[2]), diejenigen von Duluth (Abb. 938), die unter 309 m Gefälle arbeitenden Tangential-Freistrahlräder der Rio de Janeiro Tramway Light and Power Co. (9000 PS)[3]). Von neueren europäischen Anlagen sind zu nennen Freiburg an der Saane und das Biaschinawerk, dieses mit 4 Einheiten von 10 000 PS.

Eine eigenartige, zum offenen Einbau auf Maschinenhausflur bestimmte senkrechte Anordnung, Bauart der amerikanischen Pelton Water Wheel Co., ist in Z. f. T. 1910, S. 230 abgebildet.

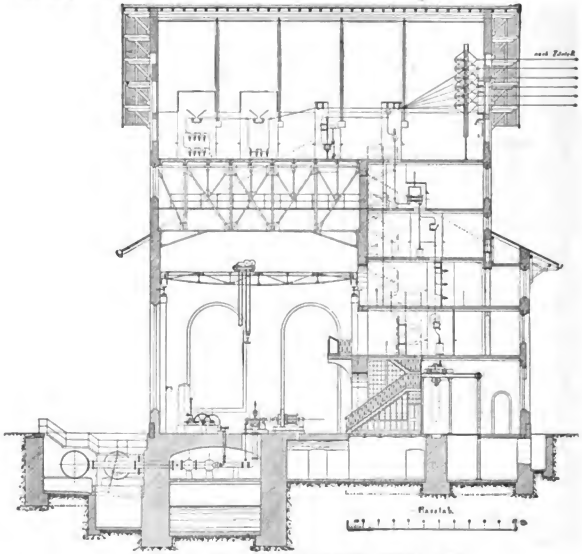


Abb. 1019. Krafthaus Albula. Querschnitt. Maßstab 1:270.

Die Anwendung der senkrechten Welle, nötigenfalls in Verbindung mit zweireihiger Maschinenaufstellung, kann zweifellos gerade in den zuletzt besprochenen schwierigen Fällen der sehr großen Zentralen außerordentlich nützlich wirken: die Einfachheit der Wasserzu- und -ableitung ist, wenigstens bei einrädriger Turbinenanordnung, sehr groß, und bei den Peltonturbinen wird noch der Vorteil gewonnen, daß man das verlorene Gefälle aufs äußerste einschränken kann, ohne doch den Maschinenflur selbst unangenehm tief legen zu müssen.

[1]) Vgl. Zeitschr. f. prakt. Maschinenbau 1910, S. 547.
[2]) G. C. Bd. 33, Nr. 23.
[3]) Schweizer Ww. 1910, S. 111.

Digitized by Google

Gestaltung der Unterkanäle. Der Unterkanal im Krafthaus ist in hydraulischer Beziehung ganz wie ein jeder andere, offene Kanal zu behandeln, d. h. möglichst glatt und schlank, ohne zu scharfe Krümmungen und Querschnittsänderungen zu führen, wenn anders unnötige Gefällsverluste und Verschlammung verhindert werden sollen. Die Wassergeschwindigkeit darf, entsprechend der Kostspieligkeit der Anlage, hoch gewählt werden (Löntschwerk beispielsweise 2 m/sek). Dabei empfiehlt es sich aber, bei Anwendung von Francisturbinen die Saugrohrausläufe halb schräg in der Richtung der Strömung einmünden zu lassen, um die Austrittsgeschwindigkeit auszunützen (Hohenfurth, Abb. 1013). Bei Anwendung von tiefliegenden Freistrahlturbinen muß man sich hüten die Kanalsohle zu hoch anzulegen, um Rückstau und Schädigung des Wirkungsgrades der Turbinen zu verhüten (vgl. Ennepetalsperre, S. 583). Umgekehrt sind bei Anwendung von Francisturbinen Vorkehrungen zu treffen, die bei geringer Belastung der Zentrale es gestatten, den sonst stark absinkenden Wasserspiegel künstlich hochzuhalten, um das Abreißen der Wassersäule im Saugrohr und damit

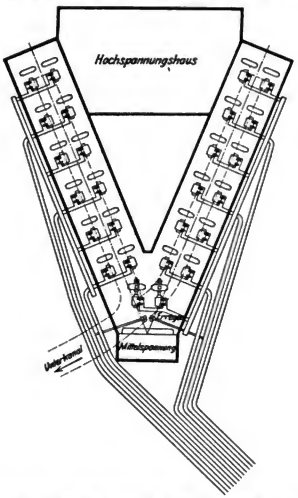


Abb. 1020. Vorschlag eines Grundrisses für sehr umfangreiche Maschinenanlagen (vgl. Abb. 1010). Maßstab 1:1800.

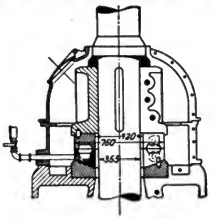


Abb. 1021. Spurlager mit Druckölschmierung (Duluth). Maßstab 1:35. (Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

größeren Gefällsverlust zu verhüten. Dies wird häufig am zweckmäßigsten in Verbindung mit dem Einbau eines Meßwehres erreicht werden, das bei größeren Zentralen ohnedies als Mittel der ständigen Betriebskontrolle inbezug auf die Ausnutzung des verbrauchten Wassers ein gerade in wirtschaftlicher Beziehung sehr wichtiges Beiwerk bildet. Derartige Anordnungen haben beispielsweise das Löntschwerk (Abb. 371a), Rochebut (Abb. 497/98) u. v. a. In Ackersand hat man beispielsweise aus diesem Grunde die Anschlußkanäle der einzelnen Turbinen sehr lang gemacht und mit großen Einsteigschächten versehen, die für jede einzelne Turbine die Wassermessung ohne Unterbrechung des Betriebes gestatten (Abb. 1008). In Amerika ist vielfach statt solcher Einrichtungen schon in die Druckleitungen ein Venturimeter eingebaut[1]), (vgl. auch die Meßpendelanordnung am Löntschwerk [S. 1198]).

[1]) Der von Clemens Herschel erfundene Venturiwassermesser besteht im wesentlichen aus einer sanft beiderseits übergeführten Einschnürung des Druckrohres, bei der durch Manometer der Druckabfall im Einschnürungsquerschnitt gegenüber dem ursprünglichen Rohrquerschnitt gemessen und nach bekannten hydraulischen Grundregeln in Wassergeschwindigkeit umgerechnet wird

$$\left[h_2 - h_1 = \mu \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = \mu \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{f_2^2} - \frac{1}{f_1^2} \right) \right].$$

Digitized by Google

Der mit der Anordnung von Meßüberfällen usw. notwendig verbundene Gefällsverlust ist bei höheren Betriebsdrücken verhältnismäßig so klein, daß er gegenüber dem betriebstechnischen Nutzen einer derartigen Einrichtung nicht in Betracht kommt. Übrigens könnte er mit einigem Mehraufwand noch erheblich vermindert werden durch Anwendung des Voithschen Meßschirmes[1]), wie ein solcher u. a. im Hauptkanal von Ackersand noch eingebaut ist (derselbe gestattet freilich keine ununterbrochene und selbsttätige Messung).

Von allgemeinerem Interesse ist die Anordnung des Unterkanals im Löntschwerk: dieser an sich in der meist gebräuchlichen Form eines Sammelkanals angelegt, kann durch eine provisorische Dammbalkenwand untergeteilt werden, wobei dann die untere Hälfte durch einen für gewöhnlich verschlossenen seitlichen Ablaufkanal (J. in Abb. 498) entwässert. Die betriebstechnischen Vorzüge der, in Anlage und Unterhaltung freilich teuereren Einzelkanalanlage nach Art von Ackersand (Abb. 1008) waren damit teilweise auch für den Sammelkanal gewonnen. Bemerkenswert ist noch die im Löntschwerk in Gebäudemitte durchgeführte Entwässerungsleitung, die bei der Bauausführung gute Dienste leistete, und deren Notwendigkeit sich für den Betrieb aus dem Vorhandensein der eben erwähnten Trennungswand ergibt.

Auf die eigenartige, durch die Anwendung von Schwenkdüsen ohne Abstellung gebotene Ausbildung der Turbinenausläufe und des Unterkanals im Kernflußwerk sei hier nochmals hingewiesen (S. 1226, Abb. 933 und 964).

---

2. Niederdruckwerke.

A. Gliederung.

Die Niederdruckanlage, in ihren einfachsten und typischen Formen etwa durch Abb. 156/59: Oldau und 231/33: Wangen veranschaulicht, vereinigt die bei den Hochdruckanlagen getrennten Teile: Wasserschloß, Druckleitung, Turbine und Ableitung in der Regel in einem einzigen Bauwerk. Daraus ergibt sich ein sehr inniger Zusammenhang in der Ausbildung der einzelnen Teile, vor allem der Turbinen selbst und des Grundbaues, der in den weitaus meisten Fällen das „Gehäuse" für die „offen" eingebaute Turbine abgeben muß.

Dies ist das äußerliche Kennzeichen der Niederdruckanlagen. Innerlich, d. h. in hydraulischer und konstruktiver Beziehung sind sie ausgezeichnet: auf der einen Seite durch großen Wasserverbrauch und die — im Vergleich mit den Hochdruckanlagen gesprochen — damit in Verbindung stehende größere Empfindlichkeit gegen Gefällsverluste in der Wasserzu- und -ableitung. Auf der anderen Seite kennzeichnet sie die Doppelnatur des Grundbaues, der gleichzeitig noch Stauwerk sein muß und mit dem gestaut-lastenden und strömenden Wasser in unmittelbare Berührung kommt. Woraus sich gegenüber den Hochdruckanlagen wesentlich erhöhte Schwierigkeiten der Bauausführung und höhere Ansprüche an das fertige Bauwerk ergeben.

Die Bewältigung dieser Schwierigkeiten, vor allem die Verarbeitung der großen Wassermengen in einer zwischen Anlage- und Betriebskosten wohl ausgewogenen Weise bildet in technisch-wirtschaftlicher Beziehung recht eigentlich die Kernfrage beim Entwurf einer jeden Niederdruckanlage und äußert ihre Wirkungen bei der Ausbildung jedes einzelnen Teiles derselben: Rechen, Zu- und Ablaufkanäle und Turbinenanordnung. Dies kann schon aus den im zweiten Teile dieses Buches vorausgeschickten Beschreibungen der großen Niederdruckwerke von Rheinfelden, Beznau, Wangen a. A., München usw., geschlossen werden und soll hier an Hand einiger weiterer Beispiele noch vollständiger nachgewiesen werden.

1. Anordnung des Einlaufs.

Der „normale" Einlauf (z. B. Oldau, Abb. 156) zeigt Kiesabweisschwelle, Feinrechen, Zulaufkanal und Abschlußschütze, also eben die wesentlichen Bestandteile des Wasserschlosses, wie bereits S. 1259 beschrieben. Die Schwelle ist nicht unbedingt not-

[1]) Siehe Voith, Versuchsstationen.

Digitized by Google

wendig: Wo ein kurzer Oberkanal vorhanden und an dessen Einlauf in einer den Wasserverhältnissen entsprechenden Weise für die Zurückhaltung der gröberen Sinkstoffe gesorgt ist, kann sie wohl auch entbehrt werden. Zumal, wie bereits früher hervorgehoben, die verhältnismäßig weiträumig und massig gebauten Niederdruckturbinen gegen Sand und

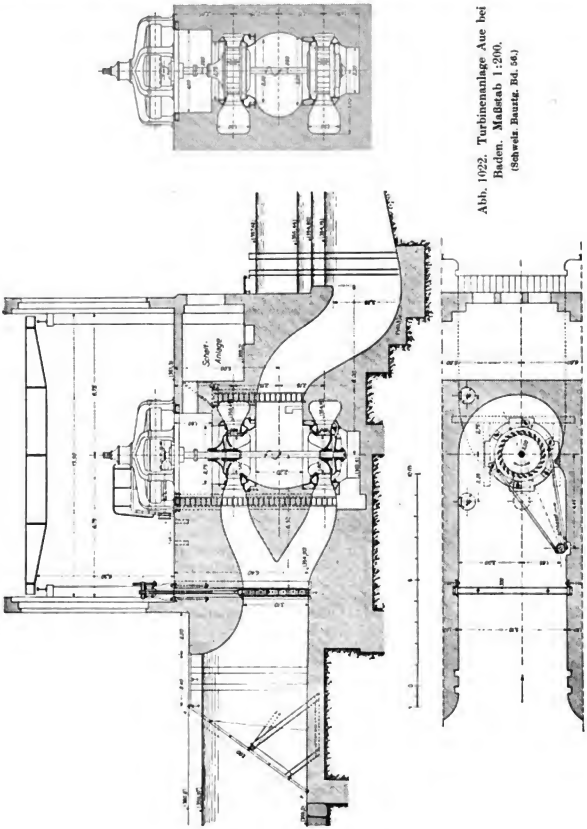


Abb. 1022. Turbinenanlage Aue bei Baden. Maßstab 1:200. (Schweiz. Bauztg. Bd. 56.)

Digitized by Google

Feinkies in mäßigen Mengen nicht übertrieben empfindlich sind. (Werke ohne Schwelle am Rechen: Rheinfelden, Abb. 89; Beznau, Abb. 103; Tuilière, Abb. 114; Aue b. Baden, Abb. 1022 u. a. m.)

Die Anordnung einer Schwelle bedingt bei Werken mit Triebwasserkanal allemal eine entsprechende Vertiefung des Vorbeckens, also in der Regel Mehrkosten, oder aber sie führt zu einer Verengung des nutzbaren Einlaufquerschnittes mit den unangenehmen Folgen des erhöhten Gefällsverlustes und schwierigerer Reinhaltung des Rechens. Auf jeden Fall aber hat die Anlegung einer Schwelle den Verlust der Zulaufgeschwindigkeit vom Oberkanal her zur Folge — das liegt im Wesen der durch die Schwelle zu erzeugenden Klärwirkung unweigerlich begründet. Dieser Gesichtspunkt mag u. a. bei dem wegen seiner hervorragend guten Wasserführung bemerkenswerten Werk Aue bei Baden (Abb. 1022) mit maßgebend für die Weglassung der Schwelle gewesen sein.

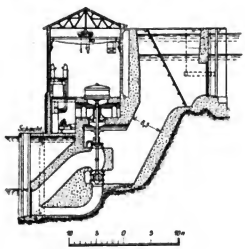


Abb. 1023. Schnitt.

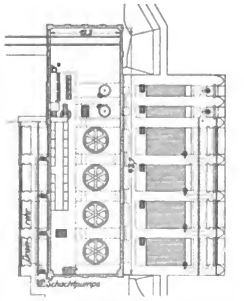


Abb. 1024. Grundriß.
Abb. 1023/24. Upper Bonnington Falls-(Kootenay-) Kraftwerk Maßstab 1:750.
(Eng. Rec. 5. X. 1907.)

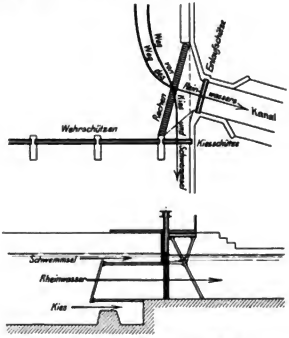


Abb. 1025. Einlaß nach Dr. Conrad.

Wo die Wasserverhältnisse die Anordnung einer solchen nötig machen, sollte sie aber, ungeachtet dieser Nachteile auch gleich ausreichend tief, am höchsten Punkte mindestens noch 50 cm, und in ziemlich scharfem Absatz gegen die Kanalsohle und die Einlaufschwelle hergestellt werden, nicht abgetreppt, wie in Abb. 1023/24, oder zu flach ansteigend. Denn durch beides würde nur der Hauptzweck der Schwelle, die Zurückhaltung der in den unteren Wasserschichten treibenden gröberen Sinkstoffe beeinträchtigt werden. Nach dem unbedingt nötigen Grundablaß hin muß man der Rinne vor der Schwelle ein möglichst starkes Gefälle geben. Indes darf bei breiteren Turbinenanlagen mit großem Gesamtwasserverbrauch eine ausreichende Spülwirkung von einem am Ende des Rechens angesetzten Grundablaß nicht erwartet werden, weil hierzu die Abführung von Wassermengen nötig wäre, die man aus praktischen und wirtschaftlichen Gründen in der Regel der Bemessung des Grundablasses nicht zugrunde legen darf (wenn man solche Wassermengen an sich überhaupt im Betrieb frei machen kann).

Digitized by Google

Die Anlage Verona (Abb. 648 ff.), allerdings inbezug auf den Wasserverbrauch, 90 cbm/sek, nur von mäßiger Größe, ist eine der wenigen größeren Anlagen, bei der die Leistung des Grundablasses (100 cbm/sek) diejenige der sämtlichen eingebauten Turbinen noch übertrifft. Es hängt dies damit zusammen, daß dieser Spülablaß dazu bestimmt ist, den ganzen über 4 km langen Kanal, der zeitweise starker Verschlammung ausgesetzt ist, rein halten zu helfen. Erleichtert ist die Ausführung durch die Anwendung des Saugrohrsystems von Ing. Gregotti (S. 1202).

Zur möglichsten Verbesserung der Spülwirkung des Grundablasses kommt in erster Linie die Schräg- bzw. Parallelstellung zur Fließrichtung des Wassers in Betracht. Dafür bietet eben die Zentrale Verona ein sehr gutes Beispiel. Auch das Peggauwerk (Abb. 969), ferner München (Abb. 289 und 299), Mühltal (Abb. 165) sind hier zu nennen. Die vollkommenere Wirkung wird im allgemeinen mit Parallelstellung erzielt. Es hängt aber von den örtlichen Verhältnissen ab, ob man sie, namentlich in wirtschaftlicher Weise, durchführen kann. Für Werke mit sehr geringem Gefälle ergibt sie zudem zu große Gefällsverluste am Rechen.

Ein weiteres, bei zu langen Schwellen anzuwendendes Verbesserungsmittel wäre die doppelte, zweiseitige, Anordnung des Grundablasses wie im Peggauwerk oder besser vielleicht noch die Anwendung von verteilten Spüllöffnungen nach dem Vorbild von Ventavon (Abb. 334, 335, 338/39) und der Einläufe nach Dr.-Ing. Conrad (S. 1288, Abb. 1025).

Bei kleineren Anlagen, die man eher quer zum Zulaufkanal stellen wird, ist es eine vorzügliche Anordnung, den Leerschuß in die Mitte des Rechenfeldes zu legen, wie es noch vielfach in alten Mühlwerken (vgl. Catlenburg, Abb. 210) zu finden ist, und wie es von neueren Turbinenanlagen z. B. die Elektrizitätswerke Lilienfeld (Österreich-Ungarn) und Galliate bei Novara (Ober-Italien) haben (vgl. Pfarr, Atlas, Tafel 26) ferner Bern, Abb. 1001 b.

Das Kraftwerk (vgl. Abb. 1001 b) ist bei einem Gefälle von 12 m für liegende Zwillingsschachtturbinen eingerichtet. In der Mitte des Kraftwerkbaues sind die 2 Erregereinheiten, durch Druckrohre gespeiste Francisspiralturbinen, angeordnet, und unter dem diesen beiden Maschinen zugewiesenen Mittelfeld hindurch ist der Spülablaß geführt. Da derselbe in der Hauptsache nur Sand und feinen Schlamm aus dem Stollen und Vorbecken abzunehmen hat (vgl. Beschreibung der Wasserfassung S. 898), konnte er klein gehalten werden.

Eine derartige Anordnung vermag, wie auch v. Winkler auf Grund seiner am Elektrizitätswerk Klagenfurt gemachten Erfahrungen hervorhebt (vgl. S. 1245), einen gewissen Schutz gegen Grundeistreiben zu gewähren, wenigstens dort, wo reichlich Schwemmwasser geopfert werden kann.

2. Rechenanordnung.

Zur Ausbildung des Rechens selbst, über dessen konstruktive Behandlung im Abschnitt über Wasserschlösser (S. 1235), nachzulesen ist, muß zunächst bemerkt werden, daß gerade bei ihm die Schwierigkeiten, mit wirtschaftlich vertretbaren und betriebstechnisch zulässigen Mitteln ausreichende Größe zu schaffen, in vielen Fällen besonders groß sind.

Die früher aufgestellte Forderung (S. 1237), die Durchströmungsgeschwindigkeit im Interesse der Betriebssicherheit möglichst weit unter das noch bis vor kurzem allgemein übliche Maß von 1,0 bis 1,2 m/sek herabzusetzen, kann für Niederdruckwerke keine Milderung erfahren. Im Gegenteil wird in neuerer Zeit mehr und mehr anerkannt, daß gerade hier, wenigstens soweit es sich um grundeisgefährliche Flüsse und solche mit starkem Laub- und Schwemmselgang handelt, eine möglichst geringe Flächenbelastung des Rechens anzustreben ist, um die Reinigung der an sich großen Flächen leicht und sicher zu machen und den unerwünschten, das Verstopfen beschleunigenden Überdruck nach Möglichkeit zu verringern.

Freilich kommt man bei dem Bestreben diese Forderungen zu erfüllen leicht in Widerstreit mit andern kaum minder wichtigen, namentlich auch wirtschaftlichen Ansprüchen: Mit der Wassertiefe über dem Rechenfuß geht man, wenn irgend möglich, nicht über 5, äußerstenfalls 6 m, wenn Reinigung von Hand noch einigermaßen gut möglich sein soll. (Mit maschineller Reinigung oder Rückspülung nach S. 1239 könnte man tiefer gehen und es werden noch Beispiele viel tieferer Rechen genannt werden). Ebenso kann man auch die Rechenbreite, bei der häufigen Verbindung von Rechen und Krafthaus, nicht

Digitized by Google

beliebig vergrößern, ohne die teuren Gründungen mit zu vermehren. Diese Schwierigkeit wächst mit dem an sich sehr berechtigten auf Verminderung der Gesamtbreite der Zwischenpfeiler hinwirkenden Bestreben, die Größe der Maschineneinheiten auf Kosten ihrer Anzahl zu vermindern.

Abb. 1026. Grobrechen am Kanaleinlauf. Verlegung durch abgeschwemmtes Bauholz von Laufenburg.

Abb. 1027. Gewöhnlicher Feinrechendienst am Krafthaus (bei Hochwasser).

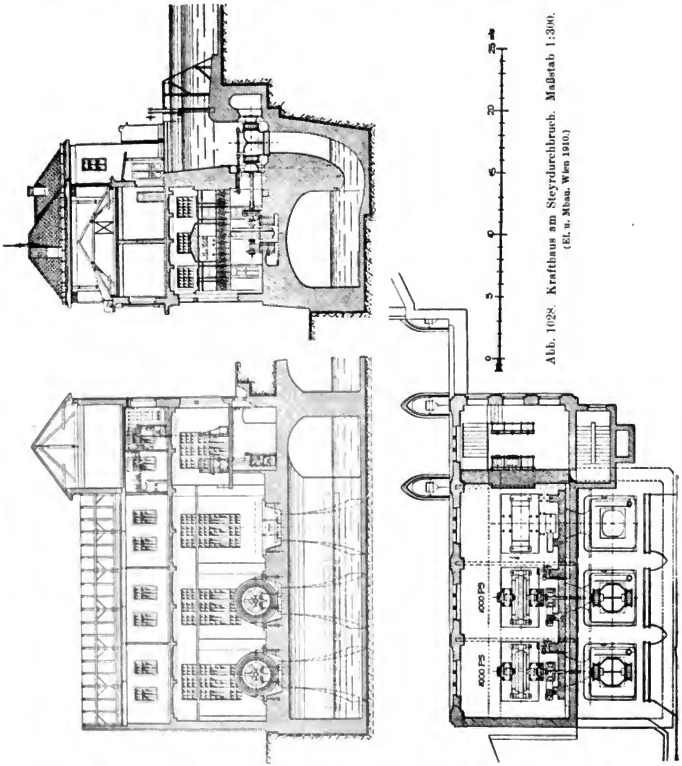
Abb. 1026/27. Rechenverlegungen am Werk Rheinfelden bei Hochwasser.
(Aufn. Ing. Bitterli in Rh.)

Ältere Rechenanordnungen. Solange man den Rechen in Verbindung mit dem Krafthaus ließ, war das einzige Mittel, die Nutzbreite möglichst zu vergrößern, das: ihn vollständig vor die Zwischenpfeiler vorzulegen und deren Köpfe selbst gut zuzuschärfen, um auch die Pfeilerbreite für Einströmung nutzbar zu machen.

Die Anordnung des Rechens zwischen den Pfeilern, veranschaulicht durch Abb. 1023 und 1024, ist in Europa u. a. im Kraftwerk Turbigo verwirklicht, dessen Turbinenunterbau im übrigen große Ähnlichkeit mit demjenigen des Werkes Gersthofen am Lech (Abb. 259)

Digitized by Google

besitzt. Man hat dort diese Anordnung wohl deshalb gewählt, um den Rechen hinter den Einlaufschützen und im weitern Schutze der meist außerdem noch vorhandenen Dammbalken zu haben. Es ist festzustellen, daß das Bedürfnis nach einer derartigen geschützten Stellung des Rechens im allgemeinen nicht sehr groß ist, denn der Rechen muß sicher-



heitshalber doch so stark gebaut werden, daß er imstande ist, im Falle einer Verstopfung (vgl. auch Abb. 1026 u. 1027) den vollen Wasserdruck bei entleerter Turbinenkammer auszuhalten, ohne zu brechen. Gewöhnliche Ausbesserungen können aber auch leicht durch Ausheben der einzelnen Rechenfelder im toten Wasser (nach Stillegung der dahinter be-

Digitized by Google

findlichen Turbine) oder hinter großen „Klebekasten" (Abb. 223), auch durch Taucher (Rheinfelden 1912 Rechenumbau!) vorgenommen werden; solche Fälle werden überdies selten vorkommen.

Eine etwas andere Beurteilung verlangen die ganz großen Anlagen wie Laufenburg, Keokukwerk u. a., wo eine einzige Turbine 60 bzw. 90 cbm/sek zu verarbeiten hat. Hier wird es sich meist in keinem Fall vermeiden lassen, mit der Rechentiefe sehr weit zu gehen, so daß maschinelle Reinigung oder Spülung notwendig wird. Damit entfällt dann ein wesentlicher Gegengrund gegen die weitere Vertiefung des Rechens zugunsten der Einschränkung seiner Breite bzw. gegen die Verlegung zwischen die Pfeiler. Gleichzeitig wird die Möglichkeit, den Rechen anderweitig als durch die üblichen Dammbalken trocken zu legen, außerordentlich erschwert. So ist es zu verstehen, wenn man bei Werken wie Augst-Wyhlen (Abb. 1048), Laufenburg (S. 1295) neuerdings eingebaute Rechen angewandt hat. Freilich würde man bei ähnlichen Anlagen doch noch reiflich zu überlegen haben, ob sich die weiter unten besprochene Loslösung des Rechens vom Krafthaus nicht mehr empfiehlt. Die bequeme Möglichkeit der Einrichtung einer Rückspülung (S. 1239) spricht allerdings für den eingebauten Rechen. — Ist so das Bedürfnis

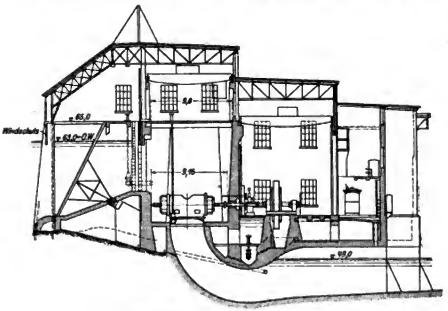


Abb. 1029. Winnipegwerk. Maßstab 1:200.
(Eng. Rec. 1909.)

nach einer Verlegung des Rechens zwischen die einzelnen Kammerwände kein unbedingtes, so ist umgekehrt in vielen Fällen, namentlich bei kleineren Anlagen, der Nachteil einer derartigen Anordnung: die Beschränkung der Rechenbreite um so größer. Wird der Rechen, wie es heutzutage fast zur Regel geworden ist, in glatter Flucht vor den möglichst schlank zugespitzten und möglichst weit zurückgehaltenen Pfeilerköpfen der Kammertrennungswände durchgeführt, so darf man darauf rechnen, daß auch die der Dicke der Zwischenpfeiler entsprechende Durchtrittsfläche nahezu ebenso gut ausgenützt wird, als diejenige in Feldmitte: man gewinnt also, unter Umständen ganz erheblich, an Breite und kann dadurch entweder eine Erhöhung der Rechenschwelle oder doch eine Verbesserung der Durchflußverhältnisse erzielen.

In dem, freilich schon etwas krassen Falle der Abb. 1023/24 z. B. beträgt die Pfeilerdicke 2 m, die Kammerlichtweite 4,5 m: Durch kräftige Vorverlegung des Rechens hätte man also 45% an Breite gewinnen können, ohne dabei viel an der Länge des oberen Einlaufs zugeben zu müssen (vgl. als Gegenstück Abb. 1022). Man beachte noch, daß bei dem Kootenaywerk, Abb. 1023, die Wassertiefe über Rechenfuß selbst bei Niederwasser schon 9,3, die schräge Länge der Rechenstäbe gar: 15 m beträgt, alles so ausgeführt, um bei der geringen Breite noch eine senkrecht gemessene Nutzquerschnittfläche von $4{,}5 \cdot 9{,}3 \cdot \frac{30}{30+8}$

Digitized by Google

= 33 qm bei einer Turbinenbeaufschlagung von 34 cbm/sek zu erreichen. Derartig tiefe Rechen kommen nun zwar auch gelegentlich noch anderwärts vor — beispielsweise haben Tuilière und Winnipegwerk (Abb. 114 u. 1029) gleichfalls solche großen Einlauftiefen — aber man sollte doch nicht ohne zwingende Not über die eben für Handbetrieb bezeichnete Grenze von 5 bis 6 m so weit hinausgehen und sollte lieber die eingebaute Lage des Rechens opfern, um eine mäßige Schwellentiefe und bessere Einlaufverhältnisse zu gewinnen. Dies um so mehr, wenn die Rechenfläche auch bei der großen Tiefe noch verhältnismäßig knapp bleibt ($v = 1{,}3$ m/sek), wie aus der vergleichenden Zusammenstellung der Tabelle 10, S. 1236 zu entnehmen.

— Um bei den Zahlen dieser Tabelle einen Augenblick zu verweilen, so ist festzustellen, daß die allermeisten der älteren großen Niederdruckwerke, Beznau voran, recht hoch belastete Rechen haben. (Dabei wäre auch zu berücksichtigen, daß die in Spalte 11 errechneten Durchströmungsgeschwindigkeiten noch eher gegenüber der Wirklichkeit um 10 bis 20% zu klein sein werden, weil ihrer Ermittlung die schräg gemessene Rechenfläche zugrundeliegt, während es nach früherem (S. 1235) der Wirklichkeit näher käme, einen zwischen dieser Fläche und ihrer senkrechten Projektion liegenden Mittelwert einzusetzen.

Schon bei Rechen, die mit einer wirklichen Durchströmungsgeschwindigkeit um 1,2 m/sek arbeiten, bekommt die Wasserbewegung etwas außerordentlich Heftiges. Rechen mit Belastungen, wie sie Beznau, Rheinfelden u. a. in Tabelle 10 zeigen, sind ohne weiteres als übermäßig belastet zu erkennen, was denn nicht zum wenigsten die Betriebsschwierigkeiten mit erklärt, über die beispielsweise von Rheinfelden (S. 207) berichtet wurde (Abb. 1027).

Neuere Rechenanordnungen. Die jüngeren Werke, Tuilière, Augst-Wyhlen, Winnipeg erscheinen auf Grund dieser Erfahrungen in der Aufstellung schon mit viel kleineren Belastungen (zwischen 0,4 und 0,7 m/sek auf schräge Höhe bezogen). Man kommt dabei aber freilich in schwierigen Fällen leicht zu unbequem großer Wassertiefe über dem Rechenfuß (Winnipeg: 9,25 m). Um das zu vermeiden, hat man verschiedentlich versucht, die von den alten Wildbachfassungen her bekannte liegende Anordnung des Rechens (vgl. Abb. 668, S. 895) auch auf die großen Rechen der Niederdruckwerke zu übertragen.

So hat Ingenieur S. Z. Ferranti-London (Schweizer Pat. Nr. 27577 vom 27. II. 1903) für Wagrechtturbinen vorgeschlagen die Kammer durch einen liegenden Rechen abzudecken, dessen senkrecht zur Krafthausfront laufende Stäbe durch einzelne Kratzmaschinen in Verbindung mit Spülöffnungen an der Krafthauswand rein gehalten werden sollen.

In allgemeiner, nämlich vor allem auch für Senkrechtturbinen verwendbarer Weise will Stadtbaurat a. D. Theodor Koehn-Berlin den liegenden Rechen anordnen. Die Rechenstäbe sollen dabei parallel zur Krafthausfront laufen und die Reinigung soll durch ein längslaufendes Paternosterwerk mit Bürsten, Kratzen u. dgl. erfolgen. Durch Übertragung auf verschiedene bestehende Kraftwerke (Abb. 1030) hat der Erfinder die Anwendbarkeit der Lösung dargetan[1]). Als Vorzüge der Anordnung führt er dabei an: Der wagrechte Rechen kann bei gleicher Strömungsgeschwindigkeit höher als der Fuß des schräggestellten Rechens gelegt werden; dadurch wird eine höhere Abweisschwelle, bzw. die Möglichkeit, der vor ihr gelegenen Rinne eine größeres Längsgefälle zu geben, gewonnen. Zweitens wird durch die Anordnung der hinteren festen Abschlußwand erreicht, daß Schwemmsel in größerer Menge als beim schrägen Rechen sich oben ansammeln, ohne die Rechenfläche zu verlegen, so daß sie unter Umständen durch eine oberflächliche Spülschütze abgezogen werden können (bei längeren Rechen ausgeschlossen, d. Verf.). Drittens wird angenommen, daß wegen der Unmöglichkeit des Zutritts der äußeren Luft die Durchströmungsverhältnisse im liegenden versenkten Rechen besser, nämlich die Einschnürung eine kleinere sei. (Dies wird in Wirklichkeit wohl nicht anzunehmen sein, da zur Ausbildung der Einschnürung Luftzutritt nicht erforderlich ist; es kann sich ebensogut eine Walze toten Wassers bilden und überdies dringt auch beim stehenden Rechen keine Luft entlang den Stäben in die Tiefe.) Viertens endlich werde erreicht, daß die Durchtritts-

[1]) Vgl. Die Mühle 1909 und Z. öster. Arch.- u. Ing.-Ver. 1909, Nr. 52.

Digitized by Google

fläche unabhängig vom Wasserstand stets dieselbe bleibt, während beispielsweise bei Anlagen mit langen Seitenkanälen oder bei besonderen Stauverhältnissen, an beweglichen Wehren, der Wasserspiegel am Turbinenhaus vielmals gerade zur Zeit der höchsten Beaufschlagung bzw. Wasserführung sich am tiefsten einstellt. Dadurch wird in der Tat bei stehenden offenen Rechen, gerade zur Zeit des höchsten Bedarfs, die kleinste Durchtrittsfläche im Rechen bereitgestellt.

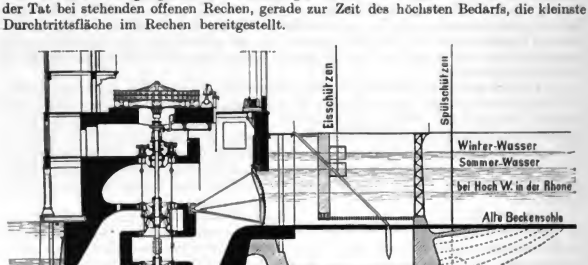


Abb. 1030a. Chèvres. Maßstab 1:290.

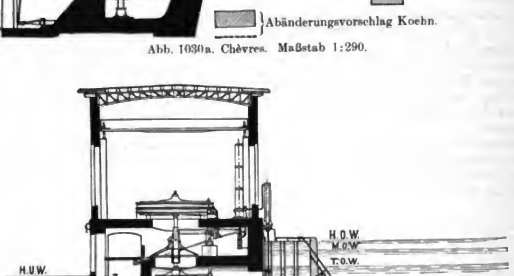


Abb. 1030b. Beznau. Maßstab 1:220.

Abb. 1030. Liegende Feinrechen für Niederdruckwerke, Vorschlag von Koehn.

In betriebstechnischer Beziehung erscheint an diesem interessanten Vorschlag nicht unbedenklich die Anordnung der Rechenreinigung. Denn eine Störung an dem, wenn auch in Unterabteilungen ausgeführt, immerhin doch als über mehrere Turbinenfelder hinwegreichend zu denkenden Paternosterwerk, das Reißen eines Kettengliedes und dergleichen kann bei der unzugänglichen Lage unter hohem Wasserüberdruck jeden Augenblick unabsehbare Folgen haben. Dazu kommen nicht unwesentliche wirtschaftliche Bedenken:

Es handelt sich, wie aus Abb. 1030 zu entnehmen, um einen bedeutenden Mehraufwand an Aushub- und Betonmassen, außerdem muß der in ganzer Ausdehnung in voller Tiefe unter dem Wasser liegende Rechen erheblich stärker und schwerer gebaut werden. Denn auf alle Fälle wird man auch ihn, da Verstopfung auch hier nicht ausgeschlossen, auf vollen Wasserüberdruck berechnen müssen. Ferner sind, ein gerade für Anlagen mit sehr kleinem Gefälle recht wichtiger Gesichtspunkt, die Durchströmungsverhältnisse mit der zwei- bis dreimaligen nahezu rechtwinkeligen Umlenkung des Wasserstromes viel ungünstiger als bei den offenstehenden Rechen. Jedenfalls müßte man deshalb wenigstens auch die Ablaufgeschwindigkeit vom Rechen weg recht klein halten, auf keinen Fall so hoch, wie in Abb. 1030 angenommen.

Die Kammerweite der Anlage Beznau ist (vgl. Abb. 99) 6,6 m, die Niederwasserturbinen (S. 230) schlucken 26, die Hochwasserturbinen 37 cbm/sek; daraus ergibt sich auf den Meter Breite berechnet, die Belastung zu 3,9 bzw. 5,6 cbm/sek und im engsten Querschnitt des in Abb. 1030 vorgeschlagenen Zulaufkanals (1,95 m) eine Geschwindigkeit von 1,35 m/sek, wenn man die Verhältnisse der Niederwasserturbinen, dagegen von 1,9 m/sek, wenn man die Verhältnisse der Hochwasserturbinen zugrunde legt. Mindestens bei der letzteren Geschwindigkeit wären derartige Umlenkungen, wie in der Abb. 1030 vorgeschlagen, betriebswirtschaftlich unbedingt zu verwerfen, so daß man also das Zulaufbecken noch mindestens um 1 m tiefer anzunehmen hätte. Man sieht, daß man tatsächlich bei genauem Eingehen auf die Verhältnisse der Wasserführung zu sehr großen und entsprechend kostspieligen Abmessungen nach der Tiefe gelangt. (Man muß eben diejenige Wassertiefe, die der als zulässig angenommenen Zuströmungsgeschwindigkeit außerhalb des Rechens bzw. hinter demselben entspricht, bei dieser Anordnung doppelt: einmal über und einmal unter dem Rechen, vorsehen.

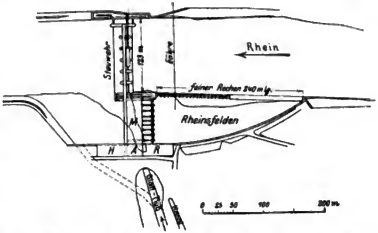


Abb. 1031. Werk Rheinfelden (Eglisau), Lageplan. (Entwurf v. Locher-Miescher-Narutowicz). Maßstab 1:000.
(Schweiz. Wasserwirtsch. 1910.)

Beides: die hohen Ausführungskosten und die eben hervorgehobenen nicht leicht zu nehmenden betriebstechnischen Bedenken lassen den an sich sehr interessanten Vorschlag der Übertragung des liegenden Rechens auf das Gebiet der Niederdruckwerke nicht allgemein als zur Einführung geeignet erscheinen.

Tatsächlich hat man aber auch in den letzten Jahren ein wenn auch nicht unbedingt billigeres, so doch viel einfacheres und größere Sicherheit bietendes Mittel zum Zweck der Gewinnung größerer Rechenflächen gefunden: die Loslösung des Rechens vom Krafthaus (Abb. 1031). Dabei kann die Rechentiefe in bequemen Grenzen gehalten werden, weil man es in der Hand hat, die Rechenbreite, die jetzt unabhängig von derjenigen des Krafthauses, lediglich nach technischen und wirtschaftlichen Rücksichten gewählt werden kann, entsprechend groß zu machen.

Die Anordnung eignet sich besonders für Werke in unmittelbarer Nähe des Wehres und ist u. a. unter solchen Verhältnissen am Elektrizitätswerk Chèvres bei Genf (Abb. 693) nachträglich und neuerdings in Laufenburg a. Rh.[1]) ausgeführt, für ein weiteres Rheinwerk bei Rheinsfelden (bei Eglisau) in Aussicht genommen (Abb. 1031). In Tuilière ist sie durch den Grobrechen wenigstens angedeutet (Abb. 109). Sie läßt sich aber auch sehr gut auf Kanalwerke übertragen. Vgl. Abb. 1032, 1033, aus dem Gutachten über das geplante Rheinkanalwerk bei Müllhausen von Koehn und Locher.

[1]) Vgl. Schw. Bztg. Bd. 56, Nr. 26, vgl. Abb. 579 (allerdings nur Grobrechen).

Digitized by Google

Der Rechen ist bei der Mülhauser und Rheinsfeldener Anlage senkrechtstehend gedacht, in größeren Tafeln ausgeführt, die in Führungen gleiten. Zur Reinhaltung sollen diese Tafeln eine nach der anderen durch einen fahrbaren Kran herausgenommen werden,

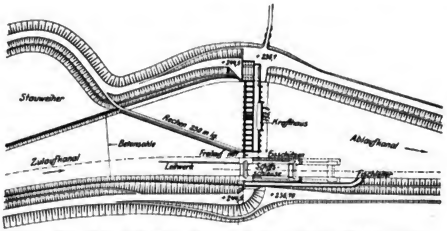
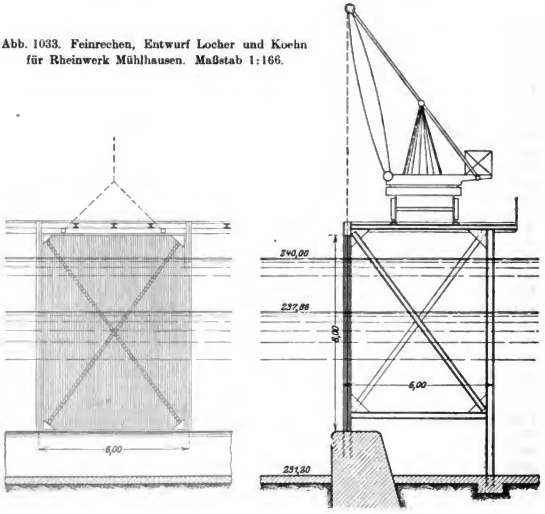


Abb. 1032. Werk Kleinkems (Entwurf Koehn-Locher). Maßstab 1:900.

nachdem vorher eine dichte Blechtafel (oder besser wohl: eine Ersatzrechentafel, die den Vorteil böte, daß man sie stehen lassen und immer durch die nächste Tafel ersetzen kann) in einem zweiten Falz (vor oder hinter) die herausgenommene gestellt ist.

Abb. 1033. Feinrechen, Entwurf Locher und Koehn für Rheinwerk Mühlhausen. Maßstab 1:166.



Digitized by Google

Am Turbinenhaus selbst ist kein weiterer Rechen vorgesehen. Lediglich zum Schutze etwa ins Wasser gefallener Menschen wird man aber doch einen Grobrechen von 30 bis 40 cm Stababstand dort anbringen, wie es beispielsweise in Chèvres unter Umbau des alten Feinrechens schon geschehen ist. Dies wäre also gerade die umgekehrte Anordnung, wie in Tuilière (S. 253), wo man, am hergebrachten Schema haftend, die so naheliegende bessere Lösung übersehen hat. In Laufenburg hielt man es auch für nötig, den vorgeschobenen Rechen als Grobrechen zu behandeln und dahinter noch einmal in den einzelnen Turbinenkammern entsprechend tiefe Feinrechen anzulegen. Ob diese Trennung wirklich nötig war, darf man wohl bezweifeln. Rückspülung ist dort nicht etwa maßgebend gewesen (S. 1292).

In sehr glücklicher Weise verbindet diese neuzeitliche Rechenanordnung mit dem Vorzug der großen Flächenentwicklung auch den mehrfach hier hervorgehobenen der Schräg- bzw. Parallelstellung zum Wasserstrom (vgl. Peggauwerk, Abb. 969).

Die Mehrkosten der losgelösten Rechenanordnung brauchen dabei nicht einmal so sehr groß zu sein; denn man kann bei ihnen natürlich die Einläufe der Turbinenkammern ein gutes Stück kürzer halten, man bekommt zugleich eine einfachere Form für die Einlaufsohle, die bei den alten Schrägrechen vielfach anfangs ansteigen mußte, um dann wieder nach dem Turbinenschacht einzufallen (Abb. 1029) und man kann so auch an der Einlauftiefe sparen, unter Umständen sogar an der Kammerweite und damit an der Länge des ganzen Turbinenhauses. Was dabei an Mehrkosten noch übrigbleibt, wird zweifellos in den meisten Fällen gegenüber den erreichten großen betriebstechnischen Vorteilen gern in Kauf genommen werden.

Überbauung des Rechens. In Gegenden mit scharfer und langanhaltender Kälte bietet die Überbauung des Rechens, sei es, daß er am Turbinenhaus oder daß er frei steht, bedeutende Vorteile, wie schon im Abschnitt über Triebwerkskanäle (S. 1242) ausgeführt wurde.

Zur Veranschaulichung sei an Beßwitz (Abb. 189 bis 195) erinnert.

Weitere gute Ausführungsbeispiele bietet vor allem Amerika (hier: mit Abb. 1029/41). Besonders wichtig ist das freihängende Windschutzbrett, das den Rechen gegen die kalte Außenluft schützt.

Wo man vielleicht über die Bedürfnisfrage im Zweifel ist, sollte man mindestens den Unterbau so einrichten, daß die Pfosten des Daches nachträglich ohne Betriebsstörung aufgesetzt werden können, wie das beispielsweise im Falle der Abb. 1023 geschehen ist. (Kootenaywerk.) Die Mehrkosten der Einrichtung sind nicht so bedeutend, daß sie nicht in vielen Fällen durch die Erleichterung und Verbesserung des Betriebs aufgewogen werden könnten.

3. Einläufe und Abschlüsse.

Die Wände der Einläufe müssen möglichst glatt gehalten werden (in der Regel Beton mit Glattstrich, seltener Klinkerverkleidung [Oldau, S. 328]) und ihre Formen sind möglichst schlank zu führen, ebensowohl der Gefällsersparnis halber wie zu dem Zwecke, die Entstehung von Schlammablagerungen in den Winkeln zu verhüten. Aus dem letzteren Grunde und schon zur Trockenlegung sind Spülauslässe anzubringen (Abb. 1034, 1024, 1029).

Scharfe Übergänge am Einlauf sind möglichst zu vermeiden, um so mehr, je kleiner das verfügbare Nutzgefälle ist. Dabei sind möglichst schmale Pfeiler mit lang ausgezogenen Schneiden anzunehmen (Wangen, Abb. 233, gegenüber Kootenaywerk, Abb. 1024) und unter Umständen, trotz der höheren Schalungskosten: eine trompetenartige Ausbildung, wie die in solcher Beziehung hervorragend gut durchgebildete Anlage in Aue und Keokuk sie zeigt (Abb. 1022 bezw. 1041a) an Stelle der schroff abgesetzten Schürze von Beznau (Abb. 99/103) und Tuilière (Abb. 114) (vgl. Tabelle 10, S. 1314).

Aus naheliegenden technischen und wirtschaftlichen Gründen macht man die Abschlußschützen (die auf alle Fälle vorzusehen sind, um rasches und bequemes Trockenlegen der Turbinenkammern zu gestatten), möglichst klein und legt sie möglichst hoch. Daraus ergeben sich aber natürlich Widersprüche mit den eben berührten Forderungen der Wasserführung und die Aufgabe: diese Gegensätze in einer für das Gesamtergebnis möglichst vorteilhaften Weise auszugleichen.

Digitized by Google

Tabelle 10, S. 1314 gibt in Spalte 12 bis 14 die maßgebenden Zahlen für die bereits vorhin behandelten Reihen von großen Niederdruckanlagen. Man kann daraus entnehmen, daß man im allgemeinen nicht gern über eine Einströmungsgeschwindigkeit von 1,5 m/sek im Schützenquerschnitt geht. Nur beim Werk Beznau, dessen Hochwasserabteilung überhaupt auch schon im Rechen etwas zu stiefmütterlich behandelt erscheint, ist die hohe Geschwindigkeit von 1,9 m/sek zu verzeichnen. Man darf aber wohl bezweifeln, daß die hier geübte Sparsamkeit im Interesse der Wirtschaftlichkeit liegt:

Nach dem Leistungsplan (Abb. 92) dauert der Betriebszustand der Vollbeaufschlagung rd. 6 Monate, und da das Beznauwerk nach Herstellung des Parallelbetriebes mit dem Löntschwerk mit mindestens 80 % ausgenützt wird, so bedeutet jeder Zentimeter Gefällsverlust in der Hochwasserabteilung, in der die einzelne Turbine 37 cbm/sek schluckt, einen jährlichen Arbeitsverlust von $10 \cdot 0{,}01 \cdot 37 \cdot 0{,}8 \cdot \frac{6}{12} \cdot \frac{8760}{1{,}5} = 8600$ KWstd, die, in der Dampfanlage erzeugt, mindestens $0{,}04 \cdot 8600 = 345$ M. Jahreswert vorstellen. Hätte man nun die Schützen statt 3,2 m etwa 4,1 m hoch gemacht (durch Tieferlegung der Schwelle und durch Hebung des oberen Sturzes), so wäre die theoretische Eintrittsgeschwindigkeit von 1,9 auf 1,5 m/sek gefallen, oder, wenn man den Einschnürungsbeiwert mit 0,85 ansetzt: die wirkliche Eintrittsgeschwindigkeit von 2,23 auf 1,65 m/sek. Der Unterschied der diesen beiden Geschwindigkeiten entsprechenden hydraulischen Höhe $\frac{2{,}23^2 - 1{,}65^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}12$ m hätte, da er gleich hinter der Schütze durch Stoß größtenteils vernichtet werden muß, also einen Jahreswert von $12 \cdot 345 =$ rd. 4000 M. vorgestellt. Wenn man Verzinsung, Abschreibung und Unterhaltung der Schützenverteuerung mit 8,0 % in Rechnung stellt, bedeutet das einen Anlagewert von 50 000 M., für den man zweifellos mit reichlichem Überschuß die vorausgesetzte Verbesserung des Einlaufs hätte herstellen können.

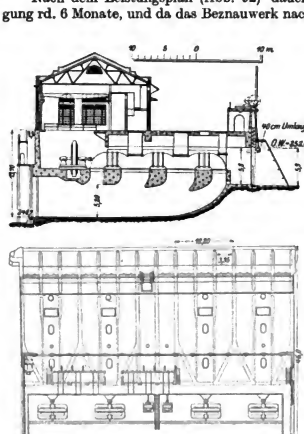


Abb. 1034. Wisconsinwerk. Krafthaus. Längendurchschnitt Maßstab 1:666. Grundriß und Querschnitt Maßstab 1:890.

Dafür, daß größere Schützen in gleicher Ausführung wie in Beznau praktisch sehr gut ausführbar sind, ist die Anlage Tuilière, die von derselben Firma (Bell in Kriens) gebaut ist, ein Beweis. Die Schützen von Beznau haben eine Nutzfläche von 19,2 qm, diejenigen von Tuilière eine solche von 27 m. Dabei liegen sie noch tiefer unter dem Wasserspiegel als jene, so daß die auf den Schützen lastenden Wasserdrücke sich auf 75 beziehungsweise 135 t stellen. — Ein sehr beachtenswertes Mittel, um auch bei sehr großen Wassermengen noch handliche Schützengrößen und doch nicht allzu große Eintrittsgeschwindigkeiten zu erhalten, bietet auch die Unterteilung der Schützen, die beispielsweise in weitgehender Weise beim Wisconsinwerk (Abb. 1034) angewendet worden ist. Die Schützen

Digitized by Google

sind hier einmal der Breite nach durch eingebaute sehr dünne Betonpfeiler in 3 Abschnitte von je 3,25 m Nutzbreite, außerdem aber auch noch der Höhe nach in zwei Tafeln von 3,15 bzw. 3 m Höhe eingeteilt, welch letztere als „Schleppschützen" miteinander verbunden sind.

Es ist gewiß richtig, daß man diese weniger einfache Schützenanordnung, solange die Wassermengen nicht allzu groß sind, besser durch einheitliche Schützen ersetzt, auch wenn diese etwas teurer zu stehen kommen. Auf der anderen Seite aber sind bei so großen Wassermengen wie sie Beznau und das Wisconsinwerk haben (vgl. Tabelle 10), auch wieder die Vorteile der geteilten Schützenanordnung so groß, daß man sich doch auch in Europa, wo diese Ausführung bisher wenig Eingang gefunden hat, mehr mit ihr befassen sollte (Beispiele: Moosburg, S. 491; Verona[alt], Abb. 1035). (Inbezug auf Betriebssicherheit sind beide Anordnungen als gleichwertig zu betrachten.)

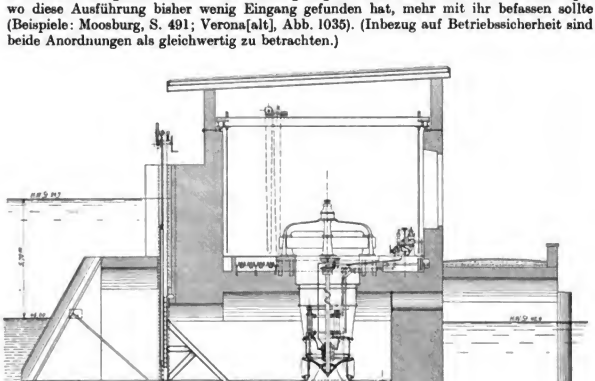


Abb. 1035. Verona (älteres Werk San Giovanni Lupatoto). Turbinenanlage. Maßstab 1:200. (Schweiz. Baustg. Bd. 49.)

Wenn man schon im Schützenquerschnitt sparen will, wie es beispielsweise auch im Werk Aue (Abb. 1022, Tabelle 10) der Fall war, so sollte man wenigstens danach trachten, durch hydraulisch richtige Ausbildung der Zulaufkanäle vor und hinter dem Schützenquerschnitt die zur Geschwindigkeitsentwicklung aufgewendete Gefällshöhe in die Turbinen hinein wirksam zu machen. Das ist eben in Aue in sehr vollkommener Weise, viel weniger gut dagegen in Beznau erreicht, bzw. versucht.

Bei der ganzen Frage spielt auch noch die Ausgestaltung des Schützenantriebs eine wesentliche Rolle. Denn die Schützengewichte, vor allem die zu überwindenden Reibungswiderstände, nehmen mit der Schützengröße und ihrer Tiefe unter dem Oberwasserspiegel bedeutend zu. In Beznau und Tuilière ist Öldruckbetrieb unter Ausnutzung der für die Turbinenregulierung sowieso nötigen, zentralen Druckölanlage eingerichtet. Das ist eine für den Betrieb außerordentlich schöne Anordnung, die zur höchsten Kraftentfaltung befähigt ist, aber auch recht viel Geld kostet.

Digitized by Google

Zur Verminderung der Reibungswiderstände und zur Schonung der Dichtungsleisten hat man in Tuilière Rollschützen angewendet und die Dichtung wird in einer dem Stoney-system verwandten Weise durch einen federnden Kupferstreifen bewirkt.

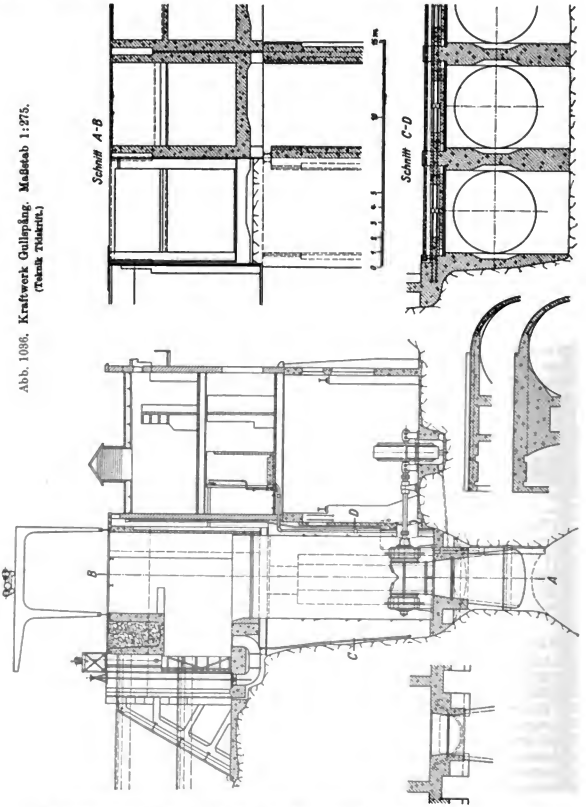


Abb. 1086. Kraftwerk Gullspång. Maßstab 1:275. (Tekn. Tidskrift.)

Die Schützentafeln selbst bestehen wie die in Beznau aus Eisen (trapezförmige Vollwandquerträger) und jede Schütze wiegt rd. 40 000 kg.

Digitized by Google

Um die Öldruck-Zylinder nicht unnütz unter Druck halten zu müssen, was u. a. auch ständige Ölverluste bedingen würde, ist hier die beachtenswerte Einrichtung getroffen, daß man die Schütze in gehobener Stellung mit einer mechanischen Verriegelung festhalten kann.

Bei kleineren Öffnungsweiten — und das ist u. a. ein Vorzug der Anordnung mit untergeteilten Schützen — ist elektrischer Antrieb sehr gut anwendbar. (Ihn haben beispielsweise die Werke Wangen, München und viele andere.) Bei Werken mit vielen Turbineneinheiten wird es sich auch hier, wie unter „bewegliche Wehre" (S. 822) angeführt, empfehlen, den Elektromotor fahrbar und gemeinsam für die ganze Zentrale einzurichten, eine Anordnung, wie sie beispielsweise beim Wisconsinwerk, Abb. 1034, durchgeführt ist.

Ein sehr empfehlenswertes, in Europa viel zu wenig benutztes Mittel, um die Aufzugsvorrichtungen zu vereinfachen und zu verbilligen, auch die Verwendung einfacher Gleitschützen an Stelle der schwieriger zu dichtenden und empfindlicheren Rollschützen zulassen zu können, ist die Anordnung von Entlastungsumläufen mit Schieberverschluß. Solche haben z. B. Wisconsinwerk, Abb. 1034; Kootenaywerk, Abb. 1023, 1024 und Gullspångwerk, Abb. 1036 (vgl. auch Eng. Rec. 24. VII. 1909, S. 89).

Zum Abschluß der Turbineneinläufe werden heutzutage ausschließlich Hubtafelschützen verwendet. Früher hat man wohl verschiedentlich versucht entlastete Anordnungen zu verwenden, z. B. zweiflügelige Klappen mit senkrechter Drehachse in Hagneck, Rheinfelden (Abb. 89) und Schaffhausen, oder Segmentverschlüsse wie in Chèvres (Abb. 1030).

Beide Anordnungen, vornehmlich aber die erstere, haben den Nachteil, daß sie den Wasserweg einengen und daß sie nicht so leicht in vollkommener Weise zum dichten Schluß zu bringen sind, wie einfache Schützen: die Drehklappe ist außerdem für größere Öffnungsweiten und Wassertiefen nicht geeignet, weil die Zapfenlager gegenüber den auftretenden gewaltigen Wasserdrücken nicht genügend widerstandsfähig, namentlich in unreinem Betriebswasser, hergestellt werden können.

Bezeichnend ist es jedenfalls, daß man beim Umbau des alten, linksrheinischen Elektrizitätswerkes Schaffhausen die Drosselklappen mit herausgenommen und durch Rollschützen ersetzt hat.

Die Segmentschützen ihrerseits haben nur noch den Nachteil, daß sie viel kostbaren Raum in Anspruch nehmen, wie ein Vergleich der beiden Längsschnitte in Abb. 1030 ohne weiteres anschaulich macht. Dies ist wohl heute der Hauptgrund gegen ihre Verwendung, bei ihren sonstigen großen Vorzügen (vgl. S. 833, 1052).

Handbedienung oder primitive Abschlußmittel wie Dammbalken usw. sind als Oberwasserabschluß für Elektrizitätswerke von einiger Bedeutung unzulässig, weil sie den Betrieb zu sehr erschweren. (Zum Beispiel kommt es in vielen Anlagen im Winter vor, daß man bei Grundeistreiben die Turbinen nur dadurch betriebsfähig halten kann, daß man in kurzen, 1 bis $1^1/_2$ stündlichen Unterbrechungen die Maschinen immer wieder wechselt und dazwischen die trockengelegten von Hand reinigt. Das ist natürlich nur ausführbar, wenn die Oberwasserschützen rasch geschlossen und geöffnet werden können.) Dagegen sind Dammbalkenfalze vor den eigentlichen Abschlußschützen sehr zu empfehlen.

In manchen Werken findet man die sehr nachahmenswerte Einrichtung getroffen, daß man durch eine mechanische Ausklinkvorrichtung die Schütze im vollen Betrieb augenblicklich vollständig herunterwerfen kann. Dies wird z. B. nötig, wenn bei Kurzschluß der Zentrale sich unglücklicherweise gerade im Augenblick des Schließens der Turbinenleitschaufeln ein Stein oder sonst ein Hindernis einklemmt, so daß die Turbine, obwohl ganz entlastet, doch noch teilweise beaufschlagt wird. Sie würde in solchem Falle durchbrennen und eine Umlaufgeschwindigkeit vom 1,7 bis 1,8 fachen Betrage der betriebsmäßigen Drehzahl annehmen, was unter Umständen ein Zerspringen des Laufrades zur Folge haben könnte. Solche Klinkenauslösungen sind z. B. vorhanden in Schweinfurt (vgl. auch Wasserschlösser, S. 1191). In einem Fall hat man sogar die Auslösevorrichtung der Oberwasserschützen in mechanische Abhängigkeit vom Fliehkraftpendel des Turbinenreglers gebracht, so daß die Schütze bei einer stärkeren Überschreitung der zulässigen Drehzahl selbsttätig ausgelöst wird. Diese Einrichtung hat sich, wie in der Zeitschrift des Bayrischen Revisionsvereins 1907, Nr. 15 berichtet wird, im Ernstfalle schon bewährt.

Digitized by Google

Aus dem eben berührten Grunde sollte man, wo es im übrigen die Anordnung der Turbinenanlage zuläßt, die Schützen nebst ihrem Antrieb in das Innere des Krafthauses verlegen, namentlich wenn gleichzeitig, wie bei elektrischem Zahnradbetrieb, der Gesichtspunkt des Wetterschutzes hinzukommt (Abb. 1022).

4. Einbau der Turbinen.

Die für Niederdruckwerke allein noch in Betracht kommenden Francisturbinen können entweder mit senkrechter oder mit wagrechter Wellenanordnung eingebaut werden, wie dies im ersten Teile dieses Buches (S. 184) bereits kurz ausgeführt wurde.

Für die wagrechte Wellenanordnung sind Wangen a. A., Abb. 231; Moosburg, Abb. 303, und Beßwitz, Abb. 192 als normale Ausführungsbeispiele zu nennen. Hier ist an das Turbinenleitrad in der Regel ein gußeiserner Ablaufkrümmer bzw. Doppelkrümmer angebaut, der zugleich die Auflagerung auf das Betonfundament vermittelt. (Interessante durch knappe Höhenverhältnisse bedingte Ausnahme in Abb. 1037!) Die, meist als Zwillingseinheiten gebauten, Turbinen sind dabei einfach in offene Schächte eingesetzt, im allgemeinen möglichst hoch über dem Unterwasser, natürlich unter Einhaltung der höchst zulässigen Saughöhe von äußerstenfalls 7,6 m. Auf der anderen Seite dürfen sie aber auch nicht zu nahe an den Oberwasserspiegel gebracht werden, da sonst Wirbelbildung und Einsaugen von Luft in die Leiträder eintreten könnte. Die mindestens erforderliche Wasserüberdeckung kann man im allgemeinen zu 1,5 m annehmen. Dies setzt aber genügende Einlaufweite voraus, da andernfalls bei plötzlicher Belastung der Turbinen zu starke Absenkung in der Kammer eintreten könnte. Die Turbinenwelle wird durch ein mit Stopfbüchse gedichtetes Lager in den Maschinenraum eingeführt, wo der Stromerzeuger in der Regel unmittelbar angekuppelt wird. Die Trennungswand zwischen Oberwasserkammer

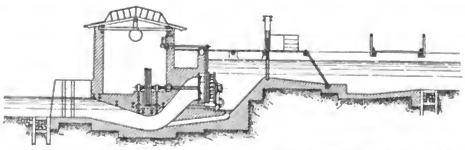


Abb. 1037. Gersdorf. Längsschnitt der Turbinenkammer. Maßstab 1:230. (Z. f. T. 1911.)

und Maschinenhaus stellt einen Teil des Stauwerkes vor und muß entsprechend stark und dicht konstruiert werden. Das hat bei Oberwassertiefen wie bei Wangen, München usw. noch keine Schwierigkeiten, bei größeren Gefällen, wie z. B. am Steyrdurchbruch, Abb. 1028, im Winnipegwerk, Abb. 1029, dagegen gelingt es in der Regel nicht so leicht, die Betonwände gegenüber dem hohen Wasserdruck genügend dicht zu machen. Es treten hier (wie beispielsweise am Werk Steyrdurchbruch) mindestens in der ersten Zeit nach der Erstellung der Anlage starke Durchsickerungen mit teilweiser Auslaugung des Betons, Tropfsteinbildung usw. auf. Dieselben sind zwar nicht unbedingt für den Bestand des Bauwerkes gefährlich, bieten aber auf alle Fälle im Maschinenraum einen sehr häßlichen Anblick (Abb. 1038). Das einfachste Mittel dagegen ist die Anwendung einer Sickeranlage, wie sie bei Staumauern üblich ist (S. 942), oder einer dünnen Blendwand, hinter der das durchsickernde Wasser abgefangen wird (Abb. 1029, 1023, 551 b). Mit besonderem Vorteil ist man in neuerer Zeit unter Verwendung von Eisenbeton als Baustoff dazu übergegangen, die bei höheren Wasserdrücken sehr ungünstig beanspruchte Stauwand konstruktiv ganz vom Krafthaus zu trennen und sie als stehenden Halbzylinder auszubilden. (Abb. 1036 Gullspängwerk, 1039 Torsebrowerk, 1041 Sturgis.) Als etwas rohe Übergangsform dahin kann die Anordnung von eisernen Schrägankern in den Turbinenkammern von Gersthofen am Lech (Abb. 260) hier angeführt werden.

Digitized by Google

Die bei mehrfachen Turbinen im Oberwasser liegenden Traglager sollten bei allen größeren Anlagen, namentlich bei solchen mit Dauerbetrieb, durch Einsteigrohre oder im Betonfundament ausgesparte Besichtigungsgänge bequem zugänglich gemacht werden (Abb. 1034, 231, 303, 271, 259). Einsteigrohre sind etwas weniger bequem und von geringerer Lebensdauer. Sie werden aber bei kleinen Anlagen und allgemein dort, wo die Turbinen nicht sehr tief unter dem Oberwasser liegen, im Vorteil sein; die Gänge dagegen, die zwar verhältnismäßig geringen Betonmehrverbrauch, dafür aber teuerere Schalung geben, in den anderen Fällen; vgl. auch den auf S. 457 durchgeführten Vergleich für das Werk Gersthofen und Moosburg (S. 491). Eine eigenartige geschickte Lösung mit Einsteigrohr von unten her zeigt Augst-Wyhlen in Abb. 1048.

Abb. 1038. Steyrdurchbruch. Maschinenhalle.
Man beachte die Wasserflecken an der Längswand.

Die Turbinenkammer wird auch bei wagrechter Wellenanordnung in der Regel, nämlich dort, wo der Feinrechen mit der Turbinenanlage unmittelbar verbunden ist, verdeckt. Meist Holzboden auf Eisenrost, dessen einzelne Felder leicht abgenommen werden können, so daß man bei Ausbesserungen und Auswechselungen die Turbinen bequem von oben mit Flaschenzug oder besser von dem als eine dauernde Einrichtung angeordneten Laufkran erfassen kann. Für die Ausführung dieses Krans, der natürlich nur bei größeren Anlagen wirtschaftlich gerechtfertigt ist, zeigen Gersthofen (Abb. 261, 267), Bern (Abb. 1040), Gullspång (Abb. 1036) gute Vorbilder.

Die senkrechte Wellenanordnung in ihrer einfachsten Gestalt ist veranschaulicht durch die Anlagen Schweinfurt, Abb. 133 und 134, und Oldau, Abb. 156. Die Turbine sitzt dabei unmittelbar über dem Saugrohrmund, die Welle ist nach dem beliebig hoch gelegten Maschinenflur geführt und trägt Zahnrad bzw. Stromerzeuger. Führungslager

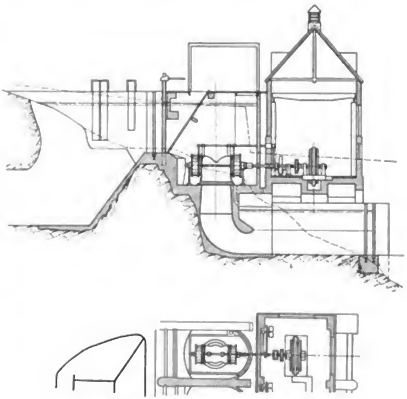


Abb. 1039. Kraftwerk Torsebro. Maßstab 1:000.
(Wasserkr. Schwedens.)

Digitized by Google

lassen sich auch hier leicht in genügender Anzahl herstellen. Das eigentliche Traglager, das die, oft sehr bedeutende, Auflast von Laufradwelle und Stromerzeuger bzw. Zahnrad, vermindert um den Rückdruck des Wassers im Laufrad, aufzunehmen hat, wird heutzutage immer über dem Oberwasser eingebaut. Dies kann, wie in Schweinfurt (Abb. 133), Beznau (Abb. 100), Tuilière (Abb. 114), Kootenaywerk (Abb. 1023), durch Anordnung eines besonderen Zwischenbodens geschehen. Wobei aber darauf zu achten ist, daß das Ausheben des Turbinen-Lauf- und -Leitrades vom Maschinenhauskran aus in einfachster Weise möglich bleibt. Oder aber es wird, nach dem Vorschlag von Direktor Zodel in Firma Escher, Wyss und Co., das Traglager auf das Armkreuz des Stromerzeugers hinauf verlegt. Diese Anordnung bedingt zwar ungewöhnliche Modelle für die Dynamomaschine, bringt dafür aber den Vorteil einer außerordentlichen Vereinfachung des tiefbaulichen Teiles mit sich (vgl. altes Veronawerk, Abb. 1035, und Werk Aue, Abb. 1022). Eine für Zahnradantrieb sehr empfehlenswerte Lageranordnung hat die Anlage Oldau (Abb. 156), worüber Näheres auf S. 329 nachzulesen.

Die Anordnung der mehrfachen Senkrechtturbinen gestaltet sich schon etwas weniger einfach als die der wagrechten. Mindestens im Saugrohr, das jetzt mehrfach gekrümmt werden muß, und das nur zu leicht bei vielräderigen Anordnungen aus Sparsamkeitsgründen etwas schlecht bedacht wird (Rheinfelden, Abb. 89; Beznau, Abb. 99).

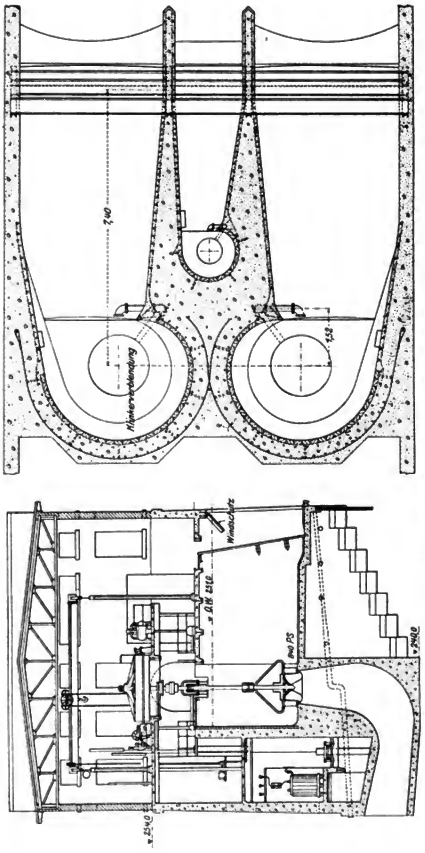
Abb. 1040. Felsenauwerk, Bern. Laufkrahn über den Turbinenkammern.
(Links Einlaufschützen, rechts Dach des Maschinensaals.)

Im Gegensatz zu der wagrechten Turbinenanordnung werden die Saugrohrkrümmer bei der senkrechten in der vorherrschenden Regel in Beton bzw. Eisenbeton ausgeführt (Beznau, Abb. 99; Tuilière, Abb. 114), weil dadurch die Abstützung für die Leiträder in einfachster und billigster Weise herzustellen ist. Anordnungen nach Type 2, 3 6 von Abb. 80 wurden bisher nur in besonderen Fällen, namentlich bei Platzmangel im Grundriß verwendet. Wenn es auch an sich vom wirtschaftlichen Standpunkt aus sehr zu billigen ist, wenn das vergängliche Eisen an dieser Stelle möglichst weit durch den unvergänglichen Beton ersetzt wird, so spricht dafür doch wieder für den Einbau kompletter ganz eiserner Saugrohrköpfe der Gesichtspunkt, daß oftmals spätere Auswechslungen der Turbinen gegen größere oder besseren Wirkungsgrad ergebende Typen nötig werden. die dann viel geringeren Schwierigkeiten begegnen, wenn die Turbine als Ganzes mit Saugrohransatz und Krümmern herausgenommen werden kann, als wenn der Leitraddurchmesser, die Bauhöhe usw. durch die Abmessungen des massiven Saugrohrs gebunden sind.

. Im Grundriß setzt man oft vorteilhafterweise die Welle exzentrisch in die Turbinenkammer, und bildet die Wände der letzteren gleich noch nach einer Spirale, derart, daß die Umlaufgeschwindigkeit des Wassers auf dem ganzen Umfang annähernd in jedem Querschnitt dieselbe bleibt: Dadurch wird gerade bei den Anlagen mit kleinem Gefälle die Anlaufgeschwindigkeit vom Rechen her tunlichst ausgenutzt und der Wirkungsgrad möglichst hoch gehalten. Das ist in weniger vollkommener Weise durchgeführt in: Schweinfurt, Abb. 133 34; sehr gut dagegen in Beznau, Abb. 99, 100; Oldau, Abb. 159; Blankenstein, Abb. 145; Sturgis, Abb. 1041; und in ganz hervorragender Vollkommenheit im Werk Aue, Abb. 1022. Die Mehrkosten der Ausschalung und der Betonierarbeit können bei Werken von sehr kleinem Gefälle und bei gleichzeitig hoher Ausnutzung sehr wohl durch den

Digitized by Google

erreichten Vorteil an Wirkungsgrad reichlich eingebracht werden. In dieser Beziehung (Schalung) sehr instruktive Abbildungen vom Bau des Werkes Blankenstein siehe Abb. 146, von Aue siehe in Schweiz. Bztg. Bd. 56, S. 111. Bei derartigen Anordnungen gibt sich



Digitized by Google

wohl auch Gelegenheit, die Raumverschwendung zu vermeiden, die der Einbau besonderer Erregerturbinen bei Niederdruckwerken an sich bedingen würde (vgl. Beznau, S. 235). Abb. 1041 zeigt vom Werk Sturgis in Michigan eine darauf abzielende sehr interessante Lösung.

Noch einen Schritt weiter als beim Werk in der Aue ist man beim Mississippikraftwerk Keokuk gegangen, Abb. 1041a. Der Einlaß ist hier mit Rücksicht auf die Schützenabmessungen vierfach untergeteilt. Um die dabei gegebene Gefahr der abermaligen Querschnittserweiterung hinter den Schützen, und die damit verbundenen

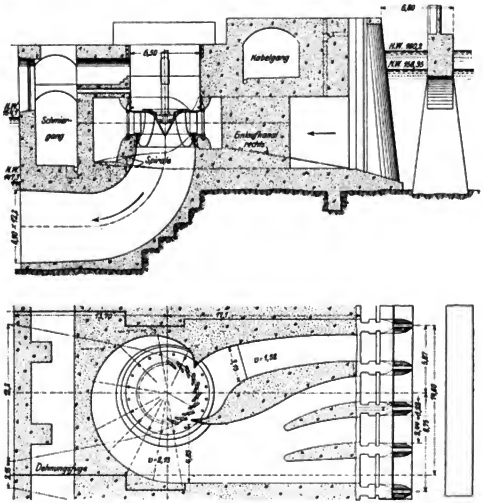


Abb. 1041a. Keokuk. Turbinenkammer. Grundriß und Längsschnitt.
Maßstab 1:380 bzw. 400.
(Eng. Rec. 16. 11. 1912.)

Wirbelverluste ganz zu umgehen, hat man durchgehende Leitwände eingebaut. Von diesen reicht die eine bis an das Leitrad, und es werden dadurch zwei ganz getrennte Zulaufkanäle geschaffen, die beide sorgfältig so bemessen sind, daß von den Schützenöffnungen her eine ganz allmähliche, ununterbrochene Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit erzielt wird. Die Leitwände dienen nebenher erwünschterweise der Unterstützung der flachen, sehr weit gespannten Betondecke.

Die merkwürdige Bauweise findet ihre Begründung in den einzigartigen Größenverhältnissen des Werkes: Es ist ein Niederdruck-Staukraftwerk mit einem Nutzgefälle von 11,8 bis 6,1 m und wird in vollem Ausbau 30 Einheiten von je 10000 PS enthalten, deren jede eine Normalwassermenge von rd. 92 cbm/sek verbraucht. Aus Gründen der Einfachheit und Zugänglichkeit wählte man Einradturbinen und erhielt

Digitized by Google

die riesigen Laufradabmessungen $D = 4{,}95$; $B = 2{,}00$ m (dabei erwartet man angeblich auf Grund von Probestandsversuchen den hohen Wirkungsgrad von 86 %). Bei diesen Wassermengen- und Gefällsverhältnissen mußte natürlich jeder Zentimeter Gefälle geschont werden, und um trotzdem keine zu teueren Einlaßbauabmessungen zu erhalten, wählte man die hohe Einlaufgeschwindigkeit von 1,52 m/sek. Ihrer Nutzbarmachung dient die gewählte Bauweise.

Vergleich der wagrechten und senkrechten Anordnung. Die wagrechte Wellenanordnung gilt im allgemeinen im Maschinenbau als die „normale", die Lager bekommen bei ihr, abgesehen von kleinen Unterschieden in den Wasserdrücken bei Turbinen mit mehreren Laufrädern, keine nennenswerten Längsbelastungen und können so als einfache Ringschmierlager gebaut werden, die einfach zu bedienen sind und deren Abmessungen sich leicht den auftretenden Beanspruchungen anpassen lassen. Auch ist die Zahl der Lager mehr in das Belieben des Konstrukteurs gestellt. Die Turbinen und namentlich die elektrischen Stromerzeuger, bei welch letzteren die Herstellung in weit höherem Grade normalisiert ist, als im Turbinenbau, wenigstens im europäischen, stellen sich mit aus diesem Grunde in der Regel bei wagrechter Wellenanordnung um 10 bis 15 % billiger als bei senkrechter. Eine unbedingte technische Schwierigkeit ist indessen bei der hohen Vervollkommnung der mit Drucköl entlasteten bzw. geschmierten und über dem Oberwasserspiegel einzubauenden Ringschmierlager (Abb. 1021, 1041, S. 1285) in der Anwendung der senkrechten Welle nicht mehr zu finden. Es hängt in der Hauptsache nur von den Verhältnissen der Baustelle: Gründungsschwierigkeiten, Platzmangel bzw. -überschuß, Wasserständen und Wasserstandsschwankungen usw. ab, ob die senkrechte Wellenanordnung nicht trotzdem im Einzelfalle siegreich aus dem Kostenvergleich hervorgeht.

Im allgemeinen und mit großem Vorbehalt kann man sagen, daß die senkrechte Welle im Bereich der kleinen und kleinsten Gefälle den Vorzug hat, ferner da, wo im Ober- und Unterwasser sehr große Wasserstandsschwankungen vorkommen. Bei den sehr kleinen Gefällen, wo ohnedies meist gleichzeitig recht große Laufräder angewendet werden müssen, vgl. Schweinfurt, Abb. 133, 134; Oldau, Abb. 156, erlaubt die senkrechte Anordnung unter Umständen noch vielleicht die Turbine, wenigstens für den größeren Teil des Jahres, über das Unterwasser zu legen, was im Interesse der Betriebsvereinfachung nie zu teuer erkauft ist. Bei einer wagrechten Turbine von ähnlichen Abmessungen wie in Abb. 133 wäre dies beispielsweise ohne weiteres nicht mehr möglich, weil man sonst dem Oberwasserspiegel zu nahe kommen und Gefahr laufen würde, durch Auftreten von Wirbelbildungen Luft in die Laufräder der Turbinen zu bekommen.

Freilich muß gleich hier eingefügt werden, daß in neuerer Zeit mit Erfolg der Versuch gemacht worden ist, die wagrechte Turbinenanordnung von dem Nachteil der zu geringen Wasserüberdeckung frei zu machen: dies ist in sehr einfacher, aber auch etwas unvollkommener und für den Wirkungsgrad nicht gerade günstiger Weise wohl zum erstenmal im Wisconsinwerk (Abb. 602 u. 1034 — vgl. auch Eng. Rec. 4. IX. 1909, S. 258) geschehen. Man hat dort auf eiserne Streben abgestützte große Blechschilde über den Leitradeinläufen der Turbinen angeordnet, derart, daß dieselben ähnlich wie der Helm eines Saughebers wirken. (Allerdings können sie das nur in beschränktem Maße, da die Schilde zylindrisch geformt, also an den beiden Enden offen, nicht etwa kuppelförmig gestaltet sind.) Immerhin ist mit dieser Einrichtung erreicht, daß die sehr großen Turbinen, von denen jedes Rad bei nur 5,2 m Gefälle 8,5 cbm/sek schluckt, mit ihrer Oberkante bis auf 1 m unter den Oberwasserspiegel heraufgelegt werden konnten, was sonst ganz unzulässig gewesen wäre.

In wesentlich vollkommenerer Weise hat die Firma Escher, Wyss und Co. nach dem Vorschlag und Entwurf von Direktor Zodel in dem kleinen Werk Unterbruck an der Amper bei München die Heberwirkung zur Hochlegung der wagrechten Turbinen bei dem sehr kleinen Gefälle von 3,2 m nutzbar gemacht (Abb. 1042). Der Turbinenboden ist hier wie im Wisconsinwerk und im Gegensatz zur sonst üblichen Ausführung in Beton (Eisenbeton) in fetter Mischung ausgeführt und an der Rechenseite durch eine dichte in das Wasser eintauchende Schürze abgeschlossen. Das Vollsaugen des über dem gewöhnlichen Stauspiegel liegenden Luftraumes wird durch eine besondere durch Schwimmer gesteuerte Strahlpumpe bewirkt, die mit den Turbinensaugrohren in Verbindung steht. Die Turbinen

Digitized by Google

selbst sind hier mit Leitradoberkante auf das Stauziel selbst gelegt, arbeiten also tatsächlich jederzeit mit Hilfe der vollen Heberwirkung, die, nach Angabe des Betriebspersonals und der Direktion der Amperwerke im Betrieb tadellos erhalten und beim ersten Anlassen in wenigen Minuten voll hergestellt wird. Nach den vom Erbauer in der Prüfstation der Fabrik vorgenommenen Versuchen darf man übrigens mit Sicherheit erwarten, daß sich auch bei noch höherer Aufstellung der Turbinen, etwa: Wellenmittel auf Stauziel, keinerlei Anstände ergeben werden. Damit ist natürlich eine außerordentliche Erweiterung des Anwendungsgebietes der wagrechten Turbinen erreicht, eine bei den sonstigen Vorzügen dieser Anordnung außerordentlich hoch anzuschlagende Tatsache[1]).

Dieselbe Einrichtung ist gleichzeitig imstande auch die zweite, vielmals der Anwendung der wagrechten Welle im Wege stehende Schwierigkeit, wenn nicht zu beseitigen, so doch zu verkleinern: die tiefe Lage des Maschinenhausflurs und der Stromerzeuger. Diese verlangt sonst bei stark beweglichem Unterwasser eine sehr kräftige, auftriebfeste, wasserdichte Bauweise und hohe Lage der Fenster. Wenn man von der praktisch wenig bedeutungsvollen Möglichkeit, die Stromerzeuger durch Anwendung von Riemen- oder Seilübertragung von der Turbinenwelle loszulösen, absieht — (ausgeführt beispielsweise beim Elektrizitätswerk Leoben, vgl. El. u. M., Wien, Heft 15, 1908.) Bei der Seltenheit, mit der die allergrößten Hochwasser aufzutreten pflegen, braucht man auch hier nicht allzu ängstlich zu sein, wenn man nur gut isoliert und durch Anordnung von Sammelrinnen, Sickersträngen und Leckwasserpumpen für die Wegschaffung etwa durchsickernden Druckwassers Vorsorge trifft. So zeigen Abb. 1034, Wisconsinwerk und auch das neue Werk bei Augst-Wyhlen (Abb. 1048) schon recht kräftig tief eingebaute Maschinenflure, und selbst bei so starken Wasserstandsschwankungen wie bei dem alten Elektrizitätswerk Verona (Abb. 1035) hätte man vielleicht noch an eine Verwendung der wagrechten Wellenanordnung denken können, wenn nicht gleichzeitig noch die Knappheit des am Hochufer anzuschneidenden Bauplatzes mitgespielt hätte (vgl. Schw. Bztg. Bd. 49. Nr. 45).

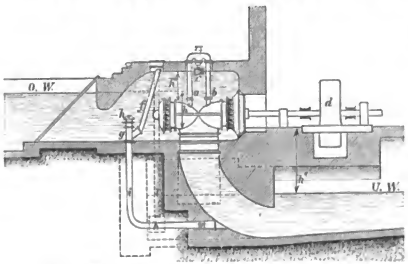


Abb. 1042. Turbinenanlage mit gehebertem Oberwasser, Patent Escher Wyß.
(„Mühle" 1910.)

Um den Heberscheitel zu entlüften, wird entweder das Doppelrohr a—b angeordnet, das die Luft so lange in das Turbinensaugrohr abführt, bis das angehobene O.—W. durch den Schwimmer c die Öffnung abschließt. Oder: es wird ein mit einem Fallrohr g verbundenes Luftsaugrohr f oder, in Verbindung mit einer Strahlpumpe k, ein Saugrohr l angeordnet werden.

Besonders vorteilhaft ist die wagrechte Wellenanordnung, wo es darauf ankommt, bei mäßigem Gefälle große Wassermengen in möglichst wenig Einheiten zu verarbeiten. Es kommen hier alle die im ersten Teile dieses Buches (S. 185) bei Besprechung der Maschinengröße und Maschinenzahl hervorgehobenen Punkte mit in Betracht: Verbilligung der Gesamtanlage, namentlich des elektrischen Teils, Verminderung der direkten Betriebskosten usw. Diese Forderung läßt sich mit senkrechter Welle nur in gewissen engeren Grenzen und um so schwieriger erfüllen, je kleiner das Gefälle ist. So sieht man, daß bei der Anlage Aue, Abb. 1022, es schon mit 2 Laufrädern nicht mehr möglich war, das unterste Laufrad über das Unterwasser zu legen. Man hat sich zwar in sehr geschickter Weise da-

[1]) Eiserne Gehäuseturbinen sind schon früh und an verschiedenen Orten über O.-W. gelegt worden, z. B. im alten Genfer Wasserwerk (siehe Flamant: Quelques installations etc., Paris 1905, Dunod und Pinat, und in La Creuse [Dep. Creuse], Mitlg. von Dir. Biles, Limoges).

Digitized by Google

durch etwas geholfen, daß man am oberen Saugrohranfang beiderseits kleine Dammbalkenschlitze anordnete, die es ermöglichen, bei den allermeisten Wasserständen auch ohne den zeitraubenden Abschluß des tiefliegenden unteren Saugrohrauslaufs die Turbinenkammer trocken zu legen. Immerhin hat man sich doch eben mit der Zweizahl der Laufräder begnügt. Was aber bei im ganzen 3 Einheiten mit rd. 68 m³/sek noch gut durchführbar war, hätte beispielsweise bei einer Anlage von der Größe des Wisconsinwerkes, Abb. 1034, wo, bei nahezu gleichen Gefällsverhältnissen wie in Aue, im endlichen Ausbau die bedeutende Wassermenge von 410 cbm/sek zu verarbeiten ist, keine gute Lösung ergeben. Hier hat man durch Verwendung sechsräderiger Wagrechtturbinen bei diesem sehr kleinen Gefälle (5,1 m) die außerordentlich große Leistung von 51 cbm/sek oder 2800 PS für die Einheit herausgebracht, während es beispielsweise im Werk Beznau mit dreifachen Senkrechtturbinen, und freilich noch kleinerem Gefälle (3,6 m) nur zu 37 cbm/sek = 1200 PS gereicht hat. Die Turbinenkammer ist freilich dafür im Wisconsinwerk 21 m lang geworden. Aber zweifellos ist in der Gesamtgrundfläche, namentlich: der hauptsächlich beschränkten Breite (vgl. Abb. 602) gespart worden. Besonders, da bemerkenswerterweise durch Hereinziehung des vordersten Saugrohrkrümmers in den Maschinensaal und teilweise Überbauung des Turbinenraums mit den Spannungswandlern und Schalträumen die Gründungsfläche in vorzüglich geschickter Weise aufs äußerste ausgenutzt worden ist.

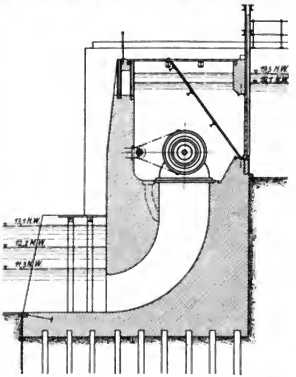


Abb. 1043. Ytterstfors. Querschnitt durch die Turbinenkammern im Staudamm. Maßstab 1:175. (Abb. 1043/44 nach Wasserkräfte Schwedens.)

Mehrfach ist man in Amerika selbst noch weiter gegangen mit der Zusammenlegung der Einheiten, bis zu 8 Laufrädern auf der Welle, wie im Crotonwerk, Abb. 551 b und anderen. Die Turbinenwelle ist bei dieser Anordnung, die sich in Europa u. a. mit sechsräderiger Turbine im Elektrizitätswerk Pasiano bei Pordenone (Venetien)[1]) vorfindet, quer zur Stromrichtung gestellt, und im Falle des Crotonwerkes sind die einzelnen Turbinenpaare durch wasserdichte, gegen einseitigen Überdruck standfeste Trennungswände voneinander geschieden, so daß man bei Ausbesserungen wenigstens die auf der Stromerzeugerseite noch freibleibenden Turbinensätze unter Benutzung der eingeschalteten lösbaren Kupplungen im Betrieb halten kann.

Diese Anordnung setzt natürlich in erster Linie ganz besondere Betriebsverhältnisse voraus, die eine so weitgehende Verminderung der Zahl der elektrischen Einheiten gestatten müssen. Ferner verlangt sie vom maschinentechnischen Standpunkte aus immer noch erst den Nachweis, daß nicht etwa durch die weitgehende Unterteilung des hydraulischen Maschinenteils der Wirkungsgrad zugunsten der Drehzahl in unzulässiger Weise beeinträchtigt wird. Vom bautechnischen Standpunkte aus endlich kann die Anordnung dort große Vorteile bieten, wo es zulässig ist, das Maschinenhaus unmittelbar in das Stauwerk hinein zu bauen (Abb. 1043). Dann können die Mehrkosten gegenüber einer einfachen Durchführung des geschlossenen Staudammes, des etwa als feste Schwelle zu denkenden Wehrteils u. dgl. sich in sehr mäßigen Grenzen halten.

Bei größeren Gefällen, etwa über 10 bis 12 m, sind die Anwendungsmöglichkeiten für die senkrechte Welle wieder etwas günstiger, weil man, bei nicht zu sehr schwankendem Unterwasser, hier eher den Raum zur Unterbringung mehrerer Laufräder zwischen Unter-

[1]) Entwurf von Ing. Prof. Saldini in Mailand, nach dessen Mittlg.

Digitized by Google

und Oberwasser gewissermaßen von selbst findet, während gleichzeitig umgekehrt die Anwendung von mehrfachen Zwillingsturbinen in wagrechter Anordnung leicht zu große Aushub- bzw. Aussprengungskosten verursachen kann. Freilich ist eine derartig große Teilbarkeit, wie sie eben für die wagrechte Welle an Beispielen beschrieben wurde, der senkrechten immer versagt. Denn, solange man nicht unter das gewöhnliche Unterwasser gehen will, ist die erreichbare Baulänge durch die zulässige Saughöhe des obersten Rades auf 6 bis 7 m beschränkt. Als Beispiel geschickter Verwendung der senkrechten Welle unter einem Gefälle von 12 m kann die Anlage Tuilière (Abb. 114) angeführt werden. Die vorteilhafte Raumausnutzung, die einfache Aufstellung, die sparsame Ausbildung der Ableitung und die gute Zugänglichkeit der Kammer springen hier in die Augen. Freilich kam auch hier das zweifellos außerordentlich hohe Hochwasser (12 m über dem Niederwasser) wesentlich mit zu ungunsten der wagrechten Welle in Betracht. Wenn man bei dem unter ganz gleichen Gefällsverhältnissen arbeitenden Werk am Steyrdurchbruch, Abb. 1028, wieder Wagrechtturbinen verwendet hat, so war dafür neben den rein maschinentechnischen Vorzügen dieser Anordnung gewiß vor allem der Umstand maßgebend, daß man infolge besonderer örtlicher Verhältnisse, Nähe des Überfallwehrs usw. genötigt war, den Unterkanal längshin unter dem ganzen Turbinenbau durchzuführen, so daß ein Gewinn an Tiefe bei Verwendung senkrechter Turbinen doch nicht möglich gewesen wäre (vgl. Abb. 1028 u. 820). Und weiter hat man bei nahezu gleichen Gefällsverhältnissen im Crotonwerk, Abb. 551b auch wieder die wagrechte Welle bevorzugt, weil man hier in bereits beschriebener eigenartiger Weise mitten in den Fluß hineinbaute und gleichzeitig die Anzahl der elektrischen Einheiten aufs äußerste zu beschränken wünschte.

Man sieht aus dieser Zusammenstellung von Anlagen, die unter gleichartigen äußeren Verhältnissen doch ganz verschiedenartig ausgebildet sind, wie vielgestaltig die maßgebenden Einflüsse sind, und wie wenig es zulässig ist, allgemeine Normen aufzustellen.

5. Ablaufkanäle.

Saugrohrausbildung. Bei Überdruckturbinen läßt man das Wasser in der Regel aus dem Laufrad mit einer axialen Geschwindigkeit von $0{,}1 \cdot \sqrt{2gh}$ bis $0{,}33 \cdot \sqrt{2gh}$ austreten (unter h das Gefälle zwischen Oberwasser vor dem Rechen und Unterwasser am Turbinenhaus verstanden) je nach der Größe der Einheit und nach dem Schnelläufercharakter der Turbine: Die Überführung dieser Geschwindigkeit nach Richtung und Größe in die meist erheblich kleinere des Unterkanals ist die Aufgabe des Saugrohres, neben seiner eigentlichen Hauptaufgabe: der Ausnutzung des Sauggefälles. Um diese Aufgabe möglichst gut erfüllen zu können, muß das Saugrohr sich in glattem gleichmäßigem Übergang an den Austrittsquerschnitt des Laufrades anschließen und in möglichst sanft geführter Linie und mäßigem Querschnittübergang[1]) weitergeführt sein. Um den Hauptzweck, die Saugwirkung, nicht zu beeinträchtigen, muß es dabei vor allem tief genug, d. h. mindestens mit seiner Scheitellinie noch einige Dezimeter unter das tiefste Unterwasser eintauchen.

Wie weit man im Einzelfalle die eben festgestellten idealen Forderungen erfüllen will bzw. kann, hängt außer von den baulichen und örtlichen Umständen u. a. auch von den Betriebsverhältnissen ab, indem z. B. eine schlecht ausgenutzte elektrische Zentrale weniger empfindlich gegen Gefällsverluste ist, als eine solche mit 24 stündigem Vollbetriebe (vgl. Steinbusch, S. 355; München, Moosburg, S. 493).

Die Anordnung des Turbinenfundamentes gestaltet sich gewöhnlich am einfachsten bei Verwendung von gußeisernen oder Blechsaugrohren (vgl. Steinbusch, Abb. 175; Wangen a. A., Abb. 231; Langweid, Abb. 271). Sie lassen sich aber aus naheliegenden technischen Gründen nur sehr unvollkommen den Forderungen einer guten Wasserführung anpassen. Bei vollkommen gradachsigen, konischen Saugrohren, aus denen man das Wasser in der Regel mit einer Geschwindigkeit von $0{,}1 \cdot \sqrt{2gh}$ austreten läßt, sollte man (nach Gelpke, S. 43) die Saugrohrunterkante um den 0,6 bis 1,0 fachen Betrag des unteren Rohrdurchmessers über die Sohle des Ablaufgrabens legen, wenn man nicht unzulässig große

[1]) Gesichtspunkte für das mindesterforderliche Verhältnis der Saugrohrlänge zum Durchmesser gibt: E. Bänninger in Z. f. T. 1906, S. 12.

Digitized by Google

Druckverluste durch Rückstau erhalten will. Dadurch wird aber unter Umständen die Gründungstiefe unliebsam vermehrt, und bei Turbinen von großer Schluckfähigkeit sollte man daher, wenn man schon einmal Blechsaugrohre anwenden will oder: muß, diese wenigstens mit einem Kniestück etwas in die Schräge führen, Abb. 1056, 1063, 1044. Dabei wäre für mehrfache Turbinen noch zu beachten, daß man die Saugrohre nicht alle in eine senkrechte Ebene, sondern entgegengesetzt gespreizt anordnet, um den Unterkanalquerschnitt möglichst gleichmäßig zu belasten. Eine wesentlich vollkommenere Wasserführung erreicht man mit gußeisernen aus einzelnen Krümmern zusammengesetzten Saugrohren (Abb. 1054), und in dieser und anderer Hinsicht das vollkommenste sind die Saugröhren aus Beton oder Eisenbeton, bei denen der kreisrunde Ausgußmund des Turbinenlaufrades in allmählicher Krümmung und stetiger Änderung auf den, gewöhnlich rechteckigen, Querschnitt des Unterkanals übergeführt ist. Als Beispiele seien aus der großen Schar der hier vorgeführten hervorgehoben: Blankenstein, Abb. 143; Aue, Abb. 1022; München, Abb. 291, 303; Tuilière, Abb. 114; Gersthofen, Abb. 259; Crotonwerk, Abb. 551 b usw.

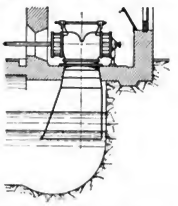


Abb. 1044. Häfreström. Schnitt der Turbinenkammer. Maßstab 1:266.

Das Betonsaugrohr, das im Innern mit Glattstrich zu versehen ist, hat neben seiner vorzüglichen Form den Vorzug der größten Lebensdauer und den: gleichzeitig das Maschinenfundament in wünschenswerter Weise zu verstärken. In der Ausführung wird es allerdings in manchen Fällen teuerer zu stehen kommen als das eiserne Saugrohr, da es umfangreiche und oft komplizierte Schalungen verlangt (vgl. Abb. 1045, Laufenburg und Schw. Bztg. Bd. 56, S. 111, Aue). Trotzdem wird eine wirtschaftliche Untersuchung in vielen Fällen zeigen, daß die sonstigen Vorzüge der Betonsaugröhren ihre Verwendung geraten erscheinen lassen, wie dies u. a. für die Anlagen Steinbusch und München auf S. 355 und 493 nachgewiesen wurde.

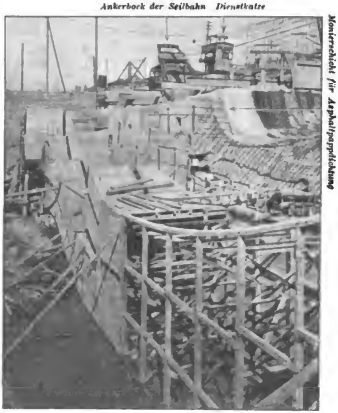


Abb. 1045. Laufenburg. Betonierung der Turbinenkammern.

Unterwasserabschlüsse. Um eine Besichtigung, Ausbesserungen usw. zu ermöglichen, muß man die Saugrohre bzw. Unterkanäle abschließbar machen. Dafür genügen dort, wo die Turbinen über die häufigsten Unterwasserstände gelegt werden konnten, einfache Dammbalkenabschlüsse. Wo dagegen auch die Turbinen selbst unter dem Unterwasser liegen und daher die Notwendigkeit einer Trockenlegung des Saugrohrs häufiger zu erwarten ist, muß man Anordnungen treffen, mit denen sich diese Arbeit schneller und bequemer ausführen läßt. (Beispielsweise soll die Einsetzung der früher vorhandenen einfachen Dammbalkenverschlüsse im Werk Chèvres bei Genf, bei der zur Herstellung des unteren Abschlusses an den 6,6 m unter Hochwasser gelegenen Auslaßschwellen stets ein Taucher nötig wurde, einschließlich des Auspumpens der Turbinenkammer

Digitized by Google

jeweils 12 Tage, das Wiederabbrechen des Verschlusses ebensoviel Zeit erfordert haben[1]).

An jeden Auslaß indes eine ständig betriebsbereite Schütze zu stellen, wie bei den Oberwassereinläufen, würde eine Verschwendung bedeuten, da für einen so raschen Abschluß keine Betriebsnotwendigkeit vorliegt. Die Bereithaltung einiger wenigen Abschlußschützen, die durch eine kleine Kranbahn über die ganze Unterwasserfront des Krafthauses übertragen werden können, genügt vollauf: ein gutes Beispiel für diese Anordnung bietet das Kraftwerk Beznau, Abb. 104 (vgl. auch Kootenaywerk, Abb. 1023, 1024).

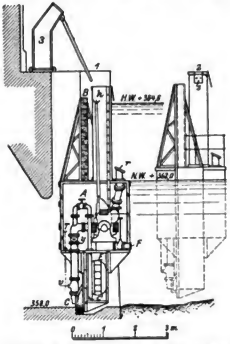


Abb. 1046. Schwimmtor als Unterwasserabschluß, Werk Chèvres. Maßstab 1:133.

In sehr interessanter Weise ist die Aufgabe beim Werk Chèvres gelöst[1]), wo nach dem Vorschlag von Betriebsleiter Saugey ein Schwimmtor von 6,6 m Breite und 6,8 m Höhe verwendet wird, Abb. 1046, in das die Pumpe zum Entleeren der Turbinenkammer mit Anschluß zum Regulieren des Wasserballastes unmittelbar eingebaut ist. Die sinnreich ausgedachte Vorrichtung (die 49000 M. gekostet hat) beansprucht hauptsächlich Bedeutung für ältere Anlagen, bei denen sich Laufschützen nicht mehr gut anbringen lassen; bei neueren Ausführungen wird man doch wohl die letzteren wegen ihrer größeren Betriebssicherheit und Einfachheit vorziehen, auch wenn sie in der Anlage etwas teuerer kommen.

Zum Entleeren der Turbinenkammern benutzt man zweckmäßig entweder die modernen versetzbaren Kreiselpumpen mit senkrechter Welle, die in den Schacht hinabgelassen werden können, oder — für große Anlagen besonders empfehlenswert: man ordnet, wie beispielsweise in Beznau geschehen, eine ortsfeste Pumpenanlage mit über die ganze Turbinenanlage verteiltem Rohrnetz an. Für kleinere Werke empfehlen sich wegen der Einfachheit und Billigkeit in Anschaffung und Betrieb die Wasserstrahlpumpen, die mit Oberwasserdruck betrieben werden.

Auf den beim Werk Aue (Abb. 1022) angewendeten Kunstgriff zur Verminderung der auszupumpenden Wassermenge (Dammbalkenabschluß am oberen Beginn des Saugrohres) sei hier nochmals hingewiesen.

B. Allgemeine Anordnung des Krafthauses bei Niederdruckwerken.

Zwei Hauptfälle für die Anordnung des Krafthauses gibt es: Aufstellung im Seitenkanal und Aufstellung in unmittelbarer Verbindung mit dem Stauwerk.

Für den ersten Fall bieten Beispiele die hier beschriebenen Anlagen: Gersthofen (Abb. 245 und 258), Wangen a. d. A. (Abb. 229), München (Abb. 275, 291, 299, 301), Mühltal (Abb. 165), ferner Peggauwerk (Abb. 831, 969), Verona (Abb. 648 und 650), Beznau a. d. A. (Abb. 106, 91), Blankenstein (Abb. 142, 136, 145), Turbigo (Abb. 947), Kleinkembs (Entwurf) (Abb. 1032).

Die Gesichtspunkte, die für die Auswahl der Baustelle bei solchen, künftig als „Kanalwerke" zu bezeichnenden Anlagen maßgebend sind, wurden größtenteils schon im ersten Teile dieses Buches (S. 139) bei Berührung der zweckmäßigsten Einteilung der Kanallänge behandelt.

Auch über die Stellung des Krafthauses im Grundriß ist nach dem im Abschnitt über Wasserschloß und Rechenanordnung (S. 1235 und 1259 ff.) Gesagten nicht mehr viel auszuführen:

[1]) Z. f. T. 1907, S. 166.

Digitized by Google

Für Werke mit wenigen Turbineneinheiten ist die Querlage (Gersthofen) im allgemeinen die natürlichste und in der Ausführung billigste; dem Bedürfnis nach Spülungsmöglichkeit für die Rechenschwelle kann durch Schrägführung hier meist noch genügend nachgekommen werden. Die Bedürfnisse der Eisabführung sind gleichfalls hier verhältnismäßig leicht, unter Umständen bei sehr schwierigen Verhältnissen vorteilhaft durch Verlegung des Grundablasses in die Mitte des Krafthauses (vgl. S. 1289) zu befriedigen. Wird eine größere Längenentwicklung des Turbinenhauses nötig, so ist dessen schräge Anordnung, wie in Rheinfelden und Beznau, zur Verminderung der Aushubmassen des Unterkanals empfehlenswert. Dabei wären aber vorteilhafterweise 2 Grundablässe wie beim Peggauwerk anzuordnen, um bei starkem Eistreiben die an sich schwierige Vorbeiführung des Eises vor der ganzen Rechenfront überflüssig zu machen. Bei reinen Parallelkanälen und gleichzeitig großem Gefälle wird das Krafthaus oft mit großem Vorteil in eine vollkommene Parallellage („Peggauwerk", Abb. 811, 969) übergeführt, was dort, wo ein längerer Unterkanal nachfolgt, unter Umständen zur Anordnung eines „Achsensprunges" in der Kanallinie führen wird.

Daß bei allen diesen Erwägungen die vielleicht vorliegende Notwendigkeit einen Schiffahrtsweg, Floßweg oder dgl. durchzuführen von wesentlich umgestaltendem Einfluß

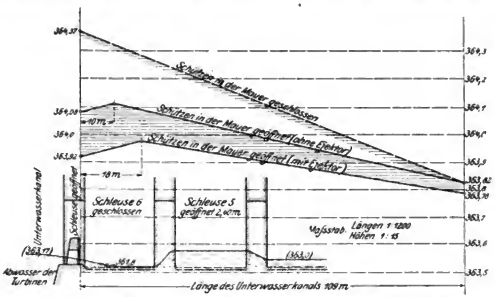


Abb. 1047. Chèvres. Senkung des Unterwassers durch die Mauerdurchbrüche.
(Zeitschr. Ver. deutsch. Ing. 1906.)

auf die Anordnung des Krafthauses ist, sei unter Rückverweis auf den Abschnitt über Nebenanlagen (S. 923) hier nochmals hervorgehoben; die Werke Gersthofen (Abb. 245, 258), München (Abb. 275, 291, 299, 301), Turbigo (Abb. 947) geben im Vergleich mit den sonst ähnlich gelegenen, aber von solchen Nebenanforderungen freien: Verona (Abb. 648, 650), Beznau (Abb. 106, 91) u. a., ohne weitere Erklärung verständliche Hinweise über die durch solche Nebenzwecke gegebenen Beschränkungen in der Anordnung des Krafthauses.

Das Gegenstück zu der eben besprochenen Anordnung „des Kanalwerkes" bildet die Niederdruckanlage, die in nächster Nähe des Stauwerkes errichtet wird, und die der Kürze halber als „Dammwerk" bezeichnet werden mag.

Die Möglichkeiten für die Anordnung sind hier außerordentlich mannigfaltig, doch lassen sich zwei Hauptfälle herausheben, die etwa durch Hinweis auf Tuilière (Abb. 109), Wisconsinwerk (Abb. 600 ff.), Oldau (Abb. 155), Augst-Wyhlen (Abb. 580), Rheinsfelden (Abb. 1031) einerseits und andererseits: Hemelingen (Abb. 617), Steinbusch (Abb. 170, 171, 176), Crotonwerk (Abb. 549a) zu erläutern sind: Anordnung im seitlichen Ufereinschnitt einerseits und andererseits: Anordnung im natürlichen Mittel- oder Hochwasserprofil, im Stauwerk selbst.

Digitized by Google

Einlaufverhältnisse von

Ordn.-Nr.	Werk	Q größter Wasserverbrauch einer Maschine cbm/sek	Breite einer Turbinenkammer b_1 zwischen Pfeilermitten m	Breite einer Turbinenkammer b_2 im lichten m	Belastung der Breitenausdehnung $\frac{Q}{b_1}$	Belastung der Breitenausdehnung $\frac{Q}{b_2}$	Schräggemessene Rechenfläche einer Kammer[1] F_E „brutto" qm	Schräggemessene Rechenfläche einer Kammer[1] $\frac{a}{a+\delta} \cdot F_E$ „licht" qm
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
1	Beznau (Hochwasserteil)	37	7,5	6,0	4,95	6,2	5,6·6,9 = 38,5	30,5
1a	Beznau (Niederwasserteil)	26	7,5	6,0	3,5	4,35	39,6	31,2
2	Aue	22,5	6,6	5,1	3,4	4,4	6,0·6,6 = 39,6	31,2
3	Rheinfelden	26	6,25	5,5	4,15	4,7	6,0·6,25 = 37,5	29,5
4	Augst Wyhlen	34	11,3	rd. 8,5	3,0	4,0	7,00·8,52 = 59,5	47
5	Wangen a. A.	19,5	8,03	6,4	2,44	3,05	4,6·8,07 = 37	29,4
6	Moosburg	22	9,5	8,4	2,3	2,6	9,95·4,25 = 42,4	33,5
7	Wisconsinwerk	51	12,2	10,05	4,2	4,85	6,8·12,2 = 83	65
8	Turbigo	18	7,75	6,5	2,3	2,75	6,5·3,7 = 24,11	19
9	Tuilière	26	7,5	6,0	3,47	4,35	8,4·6,6 = 55	0,83·55 = 45,5
10	Crotonwerk (Michigan)	34	7,4	6,4	4,6	5,3	6,4·6,4 = 41	32,5
11	Winnipegwerk	38	rd. 8,5	rd. 7,5	4,5	5,1	10,4·8,5 = 88	70
12	Upper Bonningtonfallswerk	34	6,5	4,5	5,2	7,6	10,6·4,5 = 47,5	37,5
13	Entwurf Rheinsfelden	35	30[4]	rd. 20[4]	1,16	1,2	6,0·29 = 174	137
14	Mülhausen Entwurf[4]	51	21[4]	rd. 20[4]	2,45	2,55	7,0·20 = 140	110

[1]) δ = Stabdicke. a = lichter Stababstand, im Zweifelsfalle $\frac{a}{a+\delta} = 0{,}80$ angenommen (kein Abzug

[2]) Mit Annahme eines Einschnürungsbeiwertes $\mu = 0{,}8$.

[3]) In der (zu günstigen) Annahme gerechnet, daß die Stromfäden senkrecht zur Rechenfläche auf-

[4]) Rechen losgelöst von der Turbinenanlage, daher diese Maße nur aufzufassen als Anteile der ein-

Digitized by Google

Niederdruckanlagen.

Tabelle 10.

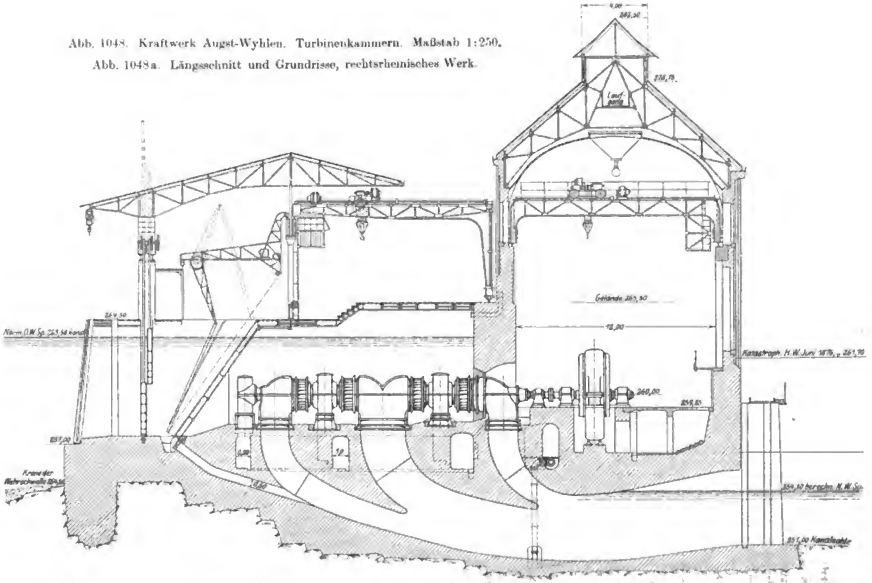
Theoretische Durchflußgeschwindigkeit im Rechen[3]) $Q:0{,}80F_R$ m[2])	$\frac{1}{0{,}8}\cdot(Q:0{,}80F_R)$ m[2])	„Normale" Wassertiefe über Rechenfuß ca. m	Wassertiefe über Schützenschwelle m	Lichter Schützenquerschnitt qm	Theoretische Einströmungsgeschwindigkeit in d. Schütze m/sek	Nutzgefälle m	Zahl und Größe der Einheiten PS	Länge des Rechenstabes m	Bemerkungen
9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.
1,22	1,52	4,6	4,6	3,2·6,0 = 19,2	1,9	3,5	5·1200	7,60	Abb. 99/103. S. 228.
0,83	1,04	4,6	4,6	3,2·6,0 = 19,2	1,35	4,6	6·1200	7,60	Abb. 99/103. S. 228.
0,72	0,90	4,97	4,97 1,87 über OK	5,1·3,1 = 15,8	1,42	4,4	3·905	7,00	Abb. 1022. S. 1287.
0,88	1,10	4,1	5,2	28,5	0,91	5,4	20·800	7,5	Abb. 89. S. 206.
0,72	0,90	5,5	5,5	5,5·8,5 = 46,5	0,73	4,75	10·1600	9,00	Abb. 1048. S. 1316ff.
0,66	0,83	3,60	3,60	3,6·6,4 = 23	0,85	7,7	7·1500	4,5	Abb. 231/33. S. 426.
0,66	0,83	3,7	3,2	rd. 8,2·3,2 = 26,5	0,83	7,9	3·1887	5,7	Abb. 303/05. 3-geteilte Schützen.
0,78	0,98	5,9	5,8	5,8·10,05 = 58,4	0,87	5,2	4·2800	8,2	Eng. Rec. 4. IX. 09. Abb. 1034, 602.
0,95	1,19	2,7	2,7	5,5·2,7 = 15	1,20	8,20	5·1500	5,1	Doppelschützen mit Zwischenpfeiler. Abb. 947 S. 1203.
0,47	0,58	7,24	7,24	4,5·6,0 = 27	0,96	10	9·2600	9,80	Abb. 114. S. 253.
1,04	1,30	6,4	6,4	6,4·6,4 = 41	0,83	12,2	4·4100	7,70	Eng. Rec. 19. X. 07. Abb. 551 b.
0,54	0,68	9,25	6,35	7,5·6,35 = 47,5	0,80	13,7	16·5200	13,0	Eng. Rec. 9. X. 09. Abb. 1029.
0,91	1,14	9,3	7,2 1,5 über OK	5,7·4,5 = 25,5	1,34	21,3	4·8000	16	Eng. Rec. 5. X. 09. Abb. 1023/24.
0,25	0,31	6,0	—	—	—	6,55	8·3060	6,0	Schw. Ww. 1909 Nr. 4. Abb. 1031.
0,46	0,58	7,0	—	—	—	7,50	12·3880	8,00	Abb. 1032. Gutachten Koehn und Locher.

für Querträger und Halteeisen gemacht).

treffen.
zelnen Turbine an der Gesamtrechenlänge.

Digitized by Google

Abb. 1048. Kraftwerk August-Wyhlen. Turbinenkammern. Maßstab 1:250.
Abb. 1048a. Längsschnitt und Grundrisse, rechtsrheinisches Werk.



Die Anordnung des **Krafthauses im Flußbett selbst** hat den Vorzug, daß die oft sehr umfangreichen Aushubarbeiten für den Unterkanal aufs möglichste verkleinert werden, während gleichzeitig der kostspielige Grundbau des Krafthauses selbst als Ersatz eines Stückes des eigentlichen Staudamms äußerst vorteilhaft ausgenutzt wird. Auf der anderen Seite hat man natürlich zu beachten, daß man mit dieser Anordnung den Hochwasserabfluß mehr hemmt und so die Baustelle in wesentlich erhöhtem Maße allen Zufälligkeiten der Hochwasser- und Eisbewegung des Flusses aussetzt. Auch hat man wohl in der Regel eine etwas schwierigere Gründung und erheblich verstärkten Wasserzudrang zu erwarten. Schließlich ist auch das fertige Bauwerk durch Hochwasserandrang und Eisschub in erhöhtem Maße gefährdet, so daß auch hierdurch etwas mehr Aufwendungen für die Gründung und die Ausbildung der einzelnen Bauteile veranlaßt werden können.

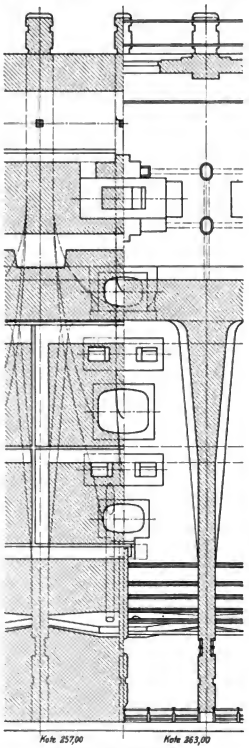


Abb. 1048a. Grundriß.

Es kommt natürlich ganz auf die örtlichen und hydrographischen Verhältnisse des Flußlaufes an, ob diese Nachteile bzw. Gefahren die geschilderten großen Vorteile überwiegen können. Bei weiten Flußtälern und gleichzeitig großer zulässiger Stauhöhe werden sie, das Vorhandensein guten Gründungsbodens vorausgesetzt, dazu oftmals nicht imstande sein. Und das Vorwiegen dieser Grundbedingungen hat jedenfalls u. a. das häufige Vorkommen des in den Damm eingebauten Niederdruckwerkes in Amerika besonders gefördert, während die europäischen Flüsse, mit ihren durch Anbau- und Besiedelungsverhältnisse sehr beschränkten Staumöglichkeiten des Hochwassers für sie seltener gute Vorbedingungen bieten.

Die Vor- und Nachteile der zweiten Anordnung: Krafthaus mit Ober- und Unterwasserbucht in das nicht vom Hochwasser überstaute Ufergelände eingeschnitten, sind mit dem eben Ausgeführten schon gekennzeichnet. Es bleibt nur noch übrig, einiges über die Durchbildung dieser Anordnung zu sagen. Eine Anordnung nach Abb. 693, wie sie beim Elektrizitätswerk Chèvres anfänglich ohne den lang ausgezogenen Vorrechen ausgeführt wurde, hat zwar den Vorzug der Sparsamkeit in den Aushubmassen, dafür aber einige für den Betrieb sehr nachteilige andere Eigenschaften: Bei gelüfteten Wehrschützen würden die mächtigen, in einigem Abstand unterhalb des Wehres entstehenden Wellen eine Rückstauwirkung auf die Turbinenanlage ausüben, die um so unangenehmer empfunden würde, als ohnedies bei gelüftetem Wehr, also stärkerer Wasserführung, das Nutzgefälle verringert zu sein pflegt. Es wäre außerdem bei Hochwasser in geschiebeführenden Flüssen die Turbinenanlage u. U. der wildesten Verkiesung und Verschlammung ausgesetzt: dies zu vermeiden, hat man schon in Chèvres, und später beispielsweise auch in Tuilière eine Trennungsmauer

Digitized by Google

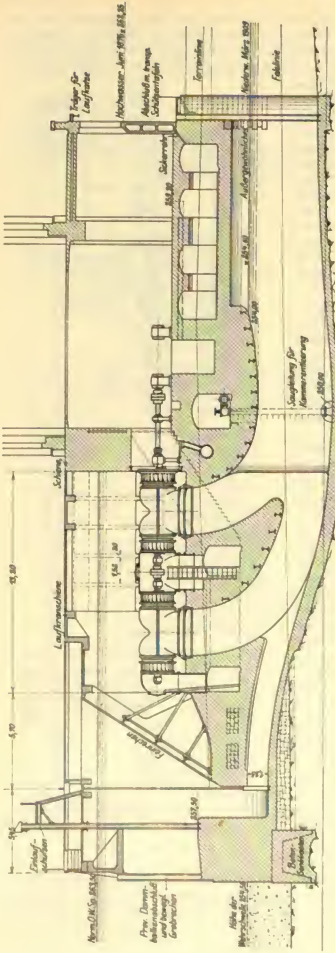


Abb. 1048b. Längsschnitt, linksrheinisches Werk.

aufgeführt. Dies hat aber, wie schon ein Blick auf Abb. 693 im voraus erkennen läßt, wieder eine nachträgliche Rückstauwirkung gebracht. Und zwar macht diese sich jetzt auch in der Niederwasserzeit fühlbar. Zur Vervollständigung sei nicht verschwiegen, daß auch bei gezogenem Wehr für die obersten Turbinen die erwähnte Stauwirkung nicht auftritt. Vielmehr wird im Gegenteil durch die Absenkung des mit großer Gewalt unter der Schützenwand hervorschießenden Wassers ein Ansaugen des aus der Turbinenanlage austretenden ruhigeren Unterwassers bewirkt. Die Wahrnehmung des tatsächlich verschieden hohen Standes der beiden Unterwasser beiderseits der Trennungsmauer in Chèvres hat dort den Anlaß dazu gegeben, in der Nähe des Wehres Durchlaßschützen in diese Mauer einzubauen, die man bei reichlicher Wasserführung öffnet. Dadurch wird der an sich viel zu enge Unterkanal entlastet (vgl. Abb. 1047). Ähnliche ungünstige Erfahrungen hat man in Rheinfelden mit einer derartigen Trennungsmauer gemacht. Dieselbe war von der Landesaufsichtsbehörde angeordnet, weil man fürchtete, daß das gegenüberliegende Ufer durch das aus der Turbinenanlage annähernd senkrecht zum Stromstrich austretende Wasser angegriffen werden könnte. Diese Befürchtung hat sich nach der später erfolgten Abtragung der Trennungsmauer als unzutreffend erwiesen. In Tuilière hat man, unter Benutzung dieser älteren Erfahrungen, das Turbinenhaus nicht so stark abwärts geschwenkt, so daß ausreichender Platz für den Wasserabfluß blieb. Nur hat man hier den Fehler begangen, die Trennungsmauer ziemlich stark gegen die Flußmitte hinzubiegen. Diese Vergewaltigung hat der Fluß, wie vorauszusehen gewesen wäre, durch Zer-

Digitized by Google

störung des Hindernisses beantwortet. — Diese Erfahrungen weisen darauf hin, diese ohnedies kostspieligen Trennungsmauern nach Möglichkeit zu vermeiden, oder mindestens zu verkürzen. Dies wird eben ermöglicht durch weiteres Zurücknehmen des unteren Krafthausflügels, am besten wohl bis in die Richtung der Wehrachse, wie es Abb. 1031 (Entwurf von Rheinsfelden) zeigt und wie es auch u. a. beim Werk Laufenburg geschehen ist (vgl. Schw. Bztg. 24. XII. 1910). Eine weitergehende Zurücklegung, wie in Tuilière angewandt, kann im allgemeinen keine Vorteile versprechen, wohl aber wird der Kanalaushub im Unterwasser und die Böschungsbefestigung bzw. Ufermauerarbeit erheblich vermehrt werden.

Die ganze, bisher besprochene Anordnung ist jedoch in Geschiebe und Eis führenden Strömen nur unter der Voraussetzung empfehlenswert, daß eine Abweisschwelle mit Tauchwand, oder besser noch: gleich der Feinrechen, nach aufwärts annähernd in der Stromrichtung ausgestreckt wird. Dies ist ja bereits früher (vgl. auch S. 1295) als besonders vorteilhaft für Werke mit großem Wasserverbrauch der einzelnen Turbinen hingestellt worden. Dort, wo die Stauhöhe groß und der Wasserverbrauch auf den Breitenmeter nicht allzu bedeutend, so daß man mit einer Rechentiefe von äußerstenfalls 6 bis 7 m auskommen kann, mag mit Vorteil auch die eigenartige Anordnung des Werkes Augst-Wyhlen (Abb. 580 82 u. 1048) nachgeahmt werden, die zwar einen langen, teuren Unterkanal und etwas weniger günstige Abflußverhältnisse aufweist, dafür aber durch Zusammenlegung von Rechen- und Krafthausschwelle Ersparnisse verheißt. — (Die zweiteilige Anordnung des Werkes Augst, die rein wirtschaftlich betrachtet unvorteilhaft ist, namentlich was den elektrischen Ausbau und die Bedienungskosten anbelangt, wurde durch eigenartige organisatorische Verhältnisse bedingt: Die Beteiligung der Kraftübertragungswerke Rheinfelden und der Stadt Basel an Bau und Betrieb, bei gleichzeitig vorliegender Genehmigungsbedingung: die Hälfte der Kraft im Großherzogtum Baden, die andere Hälfte in der Schweiz zu verteilen.) Freilich hat diese Anordnung zugleich doch den technischen Vorteil einer Verkürzung und entsprechend verbesserten Reinhaltung des Rechens und der Grundschwelle gebracht.

3. Mitteldruckanlagen.

Bei Gefällen von mehr als etwa 12 m wird eine Anordnung mit Turbinen in offenen Schächten unter Umständen schon teurer als eine dem Typus des Hochdruckwerkes entsprechende, bei der Wasserschloß und Turbinenhaus getrennt und durch eine besondere Rohrleitungsanlage verbunden sind. Die Entscheidung dieser Frage hängt naturgemäß in sehr inniger Weise mit den örtlichen Vorbedingungen, der Größe der Maschineneinheiten, auch mit der Beschaffenheit des Baugrundes, ob Fels oder loser Boden usw., zusammen und kann nur von Fall zu Fall durch genaue vergleichende Entwürfe und Voranschläge entschieden werden. Vielfach wird sich dabei ein erst seit neuerer Zeit entwickelter Bautyp mit Nutzen anwenden lassen, der durch den Mangel eines besonderen, losgelösten Wasserschlosses der Niederdruckanlage, durch die Verwendung von Druckrohrzuleitungen aber der Hochdruckanlage verwandt ist und der Kürze halber hier als „Mitteldruckanlage" bezeichnet werden mag. Einige Beispiele mögen diese Bauweise und ihre Vorbedingungen anschaulich machen.

Bei dem Elektrizitätswerk am Glommen in Norwegen (Abb. 1049) war der außerordentlich starke Wasserstandswechsel im Unterwasser (12 m) und der Wunsch, bei der Lage des Krafthauses am steilen felsigen Hang möglichst an Grundfläche zu sparen, maßgebend für die Wahl senkrechter Turbinen. Der oberflächlich anstehende Felsuntergrund legte es zugleich nahe, den im tiefen Einschnitt ankommenden Kanal durch eine dem Wasserschloß entsprechende, zurückliegende Stoßmauer abzuschließen und die Wasserzuleitung zu den Turbinen der natürlichen Hangneigung entsprechend mehr in die Länge zu entwickeln, wodurch gleichzeitig auf der Landseite Platz für die Unterbringung der elektrischen Schalt- und Spannungswandleranlage gewonnen wurde: Diese Anlage wäre also

Digitized by Google

in baulicher Beziehung noch als reine „Hochdruckanlage" anzusprechen, sie kann aber im Vergleich mit den folgenden die konstruktive Entwicklung gut veranschaulichen, weshalb sie hier erwähnt wurde.

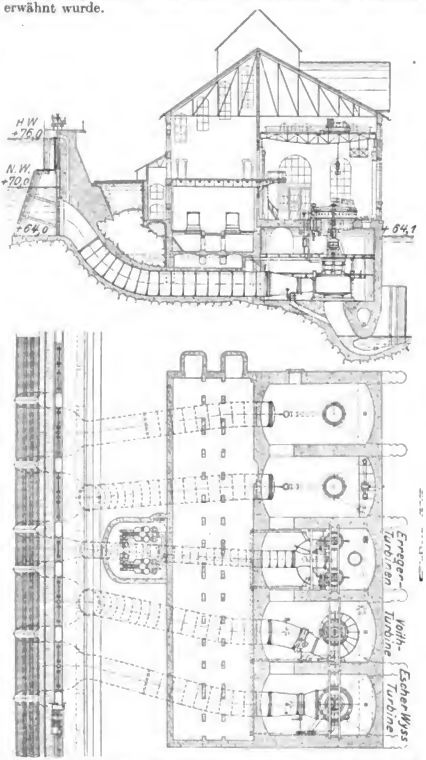


Abb. 1049. Glommenwerk bei Kykkelsrud. Kraftanlage. Maßstab 1:500. (Schweiz. Bauztg. Bd. 46.)

Ähnliche Geländeverhältnisse lagen beim St. Antony-Fallswerk vor (Abb. 1050). Dagegen war hier der Unterwasserspiegel viel weniger, der Oberwasserspiegel nahezu überhaupt nicht veränderlich; auf die Anordnung eines Spannungswandlerhauses brauchte keine Rücksicht genommen zu werden, weil der Strom mit 13 500 Volt, der Maschinenspannung, in der Nähe abgesetzt wird. Aus diesen Gründen konnten wagrechte Kesselturbinen gewählt

Digitized by Google

und Krafthaus und Stoßmauer näher zusammengelegt werden, wodurch die offene Einführung der (freilich für die Wasserverhältnisse etwas reichlich gewählten) Druckrohre ohne die kostspielige Verlegung im ausgesprengten Felsbett ermöglicht wurde. Die Anwendung von Gehäuseturbinen dürfte bei der Möglichkeit, das Krafthaus halbwegs in den

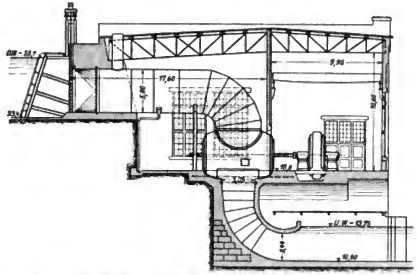
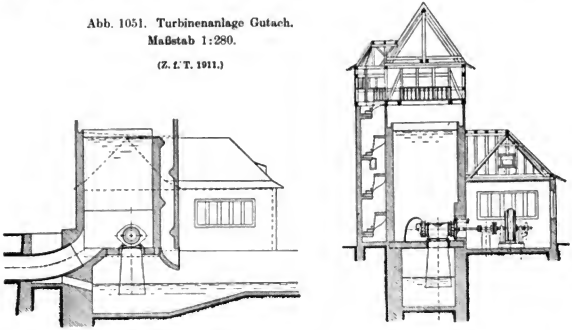


Abb. 1050. St. Antony Falls Werk. Schnitt. Maßstab 1:380.
(Il. Bl. 1910.)

Felshang einzuschneiden und die obere Stoßmauer niedrig zu halten, erhebliche Ersparnisse, etwa gegenüber offenen liegenden Schachtturbinen, gebracht haben. Die auf die oberste Felsstufe aufgesetzte verhältnismäßig niedrige Stoßmauer ist durch Dach und Umfassungswände räumlich mit dem elektrischen Krafthaus verbunden, es handelt sich also um eine „Mitteldruckanlage" im engeren Sinne.

Abb. 1051. Turbinenanlage Gutach.
Maßstab 1:280.
(Z. f. T. 1911.)



Die sehr geschickt, freilich auch im inneren Ausbau äußerst einfach gehaltene, Turbinenanlage (baulicher Teil des Krafthauses allein) ist außerordentlich billig zu stehen gekommen (27,5 M. für die Einheit der Pferdekraft-Leistung (4 Turbinen zu 3250 PS)[1]).

[1]) Vgl. H. Bl. 1910, S. 23.

Digitized by Google

Wiederum ähnliche örtliche und Wasserstandsverhältnisse wie beim Glommenwerk lagen bei dem Kootenaywerk vor (Abb. 1023, 1024): Nur wollte man hier, u. a. wegen der Ausführung des Werkes in einem natürlichen Seitenarm des Flusses von beschränkter Breite die Anzahl der Einheiten möglichst einschränken. Da man außerdem davon absah, den Rechen, etwa schräg liegend, vom Krafthaus zu trennen, so erhielt man die sonst nicht nachahmenswerte große Rechentiefe, die an sich schon den Einlaufboden so weit herunter drückte, daß eine Trennung von Wasserschloß und Turbinenanlage folgerichtig kaum mehr in Betracht gezogen werden konnte, zumal der hohe Unterwasserstand den Maschinenhausboden auf alle Fälle stark in die Höhe getrieben hätte. Selbst wenn man, was an sich bei den vorliegenden schwierigen Eisverhältnissen wünschenswert gewesen wäre, den Rechen vom Krafthaus losgelöst, die Einlaufschwelle höher gelegt und dadurch die Grundmauer niedriger gemacht hätte, um eine Anordnung mit wagrechten Turbinen nach Art von

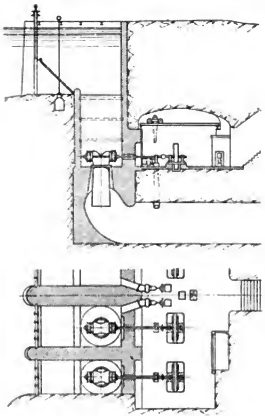


Abb. 1052. Mockfjärd. Querschnitt und Grundriß des Kraftwerkes. Maßstab 1:600.
(Abb. 1052/53 aus Wasserkräfte Schwedens.)

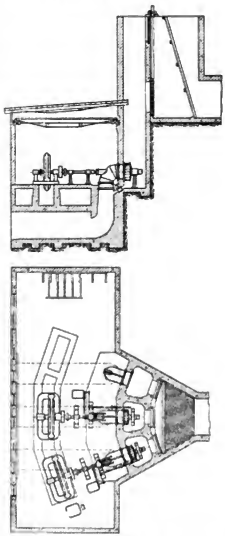


Abb. 1052a. Werk Erindale. Krafthaus. Maßstab 1:420.
(El. World. 1911.)

Abb. 1050 auszuführen, wäre, bei dem großen Wasserbedarf der Einheiten von 8000 PS und der durch das Hochwasser gegebenen hohen Lage des Maschinenhausbodens kaum eine Ersparnis zu erwarten gewesen: Die ausgeführte Anordnung, mit ihrem in die Höhe entwickelten Turbinenunterbau, der noch zur Unterbringung der Schaltanlage mit Geschick ausgenutzt ist, wird tatsächlich den Verhältnissen in außerordentlich glücklicher Weise gerecht.

Eine besonders interessante Abart des Mitteldruckwerkes bilden die in Abb. 1051, 1052, 1036, 1053 wiedergegebenen Anordnungen.

Hier sind gewöhnliche offene Francisturbinen wie bei den Niederdruckwerken verwendet, die Wasserkammer ist aber entsprechend dem größeren Gefälle wasserschloßartig als vollkommen konstruktiv selbständiger Schacht ausgebildet.

Digitized by Google

Die Anlage **Gutach**, Gefälle 8,13 bis 9,52 m, wird durch eine 900 m lange 1,6 m weite Eisenbetonrohrleitung mit einer Höchstbelastung von 1,5 m/sek gespeist. Das Wasserschloß von 140 cbm Nutzinhalt wirkt unter diesen ungünstigen Betriebsverhältnissen sehr vorteilhaft als Druck- und Zuflußausgleicher.

Das **Gullspångwerk** in Schweden hat 6 Zwillingsturbinen von 4000 bis 4500 PS. **Die Normalwassermenge beträgt 100 cbm/sek, das Nutzgefälle 20,5 m. Die Turbinenkammern, im oberen Teile in Eisenbeton ausgeführt, gehen nach unten in senkrechte Blechkessel über, die bei 5,5 m Durchmesser 13 m Tiefe haben.**

Eine besonders eigenartige Anordnung zeigt Abb. 1052a, Erindalewerk. Durch einen 12 m hohen Erddamm nebst Schleifenstollen von 270 m Länge und 3,8 m Lichtweite ist ein Nutzgefälle von 16,4 bis 18,4 m geschaffen. Die drei schachtförmigen Turbinenkammern sind dicht hinter den Stollenaustritt gelegt und zwar nicht mit parallelen Achsen, sondern fächerartig. Dadurch ist erreicht, daß die Maschinenhausbreite an dem ohnedies tiefen Rechen aufs möglichste eingeschränkt, dagegen im Maschinenhaus um **die Stromerzeuger doch reichlich Raum vorhanden ist. Nach der Quelle (El. World, Bd. 57, S. 1096) soll damit gegenüber der Anordnung mit parallelen Maschinen eine Ersparnis von etwa 34000 Mark erzielt worden sein.**

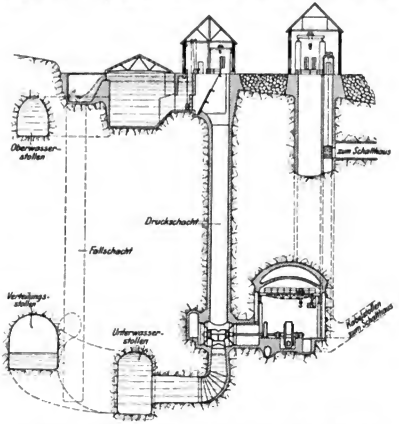


Abb. 1053. Porjuswerk (Entwurf). Querschnitt des Kraftwerks. Maßstab 1:840.

Die Anlage **Mockfjärd** im nördlichen Schweden nützt eine Stromschnellenstrecke von 1,5 km Länge und 23 m Gefälle in einem Schleifenstollen aus. Das Kraftwerk ist, wohl in erster Linie mit Rücksicht auf die schwierigen klimatischen Verhältnisse, unmittelbar hinter die Anzapfung des Flusses und damit zusammen mit dem Unterkanal vollständig in den Felsen verlegt. —

Eine noch viel großartigere Durchführung desselben Gedankens zeigt der Entwurf des **Porjuswerkes**. Dasselbe wird die Fallhöhe des Porjusfalles mit rd. 55 m und später bis zu 170 cbm/sek regulierter Normalwassermenge ausnützen. —

Besonders zahlreich finden sich die Beispiele für „Mitteldruckanlagen" unter den „Dammwerken". Tatsächlich liegen in solchen Fällen, wo das Kraftwerk ohnedies in das Flußbett und in die Nähe des Stauwerks gestellt werden kann — eine Anordnung, deren Vorteile bereits auf S. 1317 gewürdigt sind, — die Vorbedingungen für eine innige Verbindung zwischen Stauwerk und Krafthaus, unter Ausschaltung, oder doch mindestens: Verkleinerung der Druckrohranlage, sehr günstig.

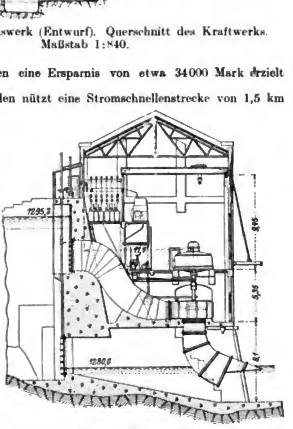


Abb. 1054. Minidokawerk. Krafthausschnitt. Maßstab 1:425. (Eng. Rec. 1910.)

Digitized by Google

Es ist das Verdienst der amerikanischen Ingenieure, hier bahnbrechend vorgegangen zu sein und an die Stelle einer unentwickelten Anordnung, wie beispielsweise Abb. 354, das Sioulewerk bei Queuille, Formen wie Abb. 1054, 1056 und 1057 ff. gesetzt zu haben.

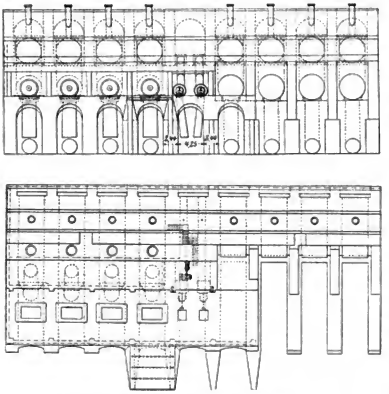


Abb. 1055. Aufriß und Grundriß. Maßstab 1:700.

Abb. 1054, das von der amerikanischen Staatsbauverwaltung errichtete Minidokawerk am Snakefluß, ist in sehr eigenartiger Weise mit dem in einen kurzen Umleitungskanal verlegten Regulierungsbauwerk eines zu Bewässerungszwecken angelegten Stausees verbunden, während der Fluß selbst durch einen Erddamm mit Hochwasserüberfall in gleicher Flucht mit dem Krafthaus abgeschlossen wird. Die eigentliche Stauwand ist in aufgelöster Bauweise mit dreieckförmigen massiven Pfeilern ursprünglich für sich allein ausgeführt, die Turbinenanlage erst einige Jahre später auf das von vornherein entsprechend vorbereitete Fundament aufgesetzt.

Um an Grundfläche zu sparen, hat man senkrechte Turbinen angeordnet[1]). Die an sich schon eigenartigen gußeisernen Saugrohre (vgl. S. 1311) sind am obersten Rand leicht abschraubbar befestigt und können mit Hilfe der (in Abb. 1054 sichtbaren) Laufkatze abgenommen werden, wenn einige der Grundschleusen zum Ablassen des Wassers geöffnet werden sollen. (Diese eigenartige Anordnung hängt mit den Betriebsverhältnissen der hauptsächlich zum Pumpenbetrieb für landwirtschaftliche Bewässerung bestimmten Anlage zusammen, die eine Vollbelastung nur während 5 bis 6 Monaten im Jahre zu erwarten hat.)

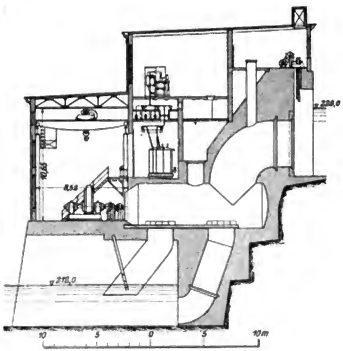


Abb. 1056. Schnitt. Maßstab 1:400.

Abb. 1055/56. Taylor Falls, Krafthaus.

(Eng. Rec. 1907.)

Das Taylor Fallswerk (Abb. 1055/56), das Ocmulgeewerk (Abb. 1057, 1058), auch 806), das Capitality-

[1]) Vgl. Eng. Rec. 8. I. 1910.

Digitized by Google

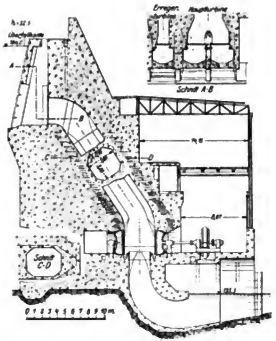


Abb. 1057. Krafthaus. Maßstab 1:500.

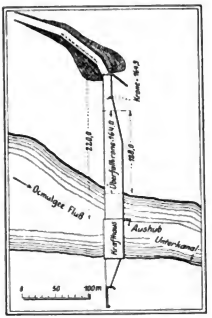


Abb. 1058. Lageplan. Maßstab 1:6000.

Abb. 1057/58. Ocmulgeewerk.
(Eng. Rec. 1910.)

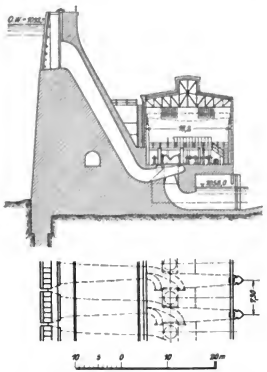


Abb. 1059. Capitalitywerk. Schnitt. Maßstab 1:900.
(Eng. News 1910.)

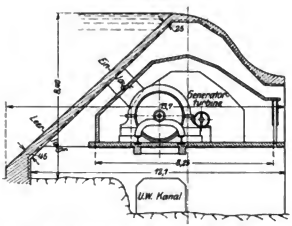


Abb. 1060. Eingebautes Dammwerk bei Ilchester. Querschnitt. Maßstab 1:200.

Digitized by Google

werk (Abb. 1059) sind ausgesprochene, mitten in den Fluß hineingebaute, Dammwerke, und lassen konstruktiv ihre Verwandtschaft mit den Niederdruckwerken deutlich erkennen: in den im Mauermassiv ausgesparten und gewissermaßen als verlängerter Turbinenschacht aufzufassenden mächtigen Druckrohren.

Abb. 1061. Luftseite bei Niederwasser.

Abb. 1062. Inneres.

Abb. 1060/62. Eingebautes Dammwerk bei Ilchester.
(Ambursen H. C. Co.)

Die Turbinen sind im Ocmulgeewerk (und den ähnlich gebauten Werken bei Ninety Nine Islands, Catawba, vgl. Eng. Rec. 2. IV. 1910, und Great Falls, vgl Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 862) als liegende Kesselturbinen gebaut. Diese Anordnung hat den Vorzug der Ein-

Digitized by Google

fachheit, dafür aber etwas geringeren Wirkungsgrad als Spiralturbinen, wie sie beim Capitalitywerk (Abb 1059) verwendet sind. Deshalb ist man mit Kesselturbinen mehr zur Beschränkung der Strömungsgeschwindigkeit im Druckrohr genötigt — ein Gesichtspunkt, der die Anordnung des Capitalitywerkes bei großer Einzelleistung der Turbinen als besonders vorteilhaft erscheinen läßt.

Die Vorzüge der bei diesen Werken angewandten Anordnung, vor allem die bedeutende Ersparnis an Gründungsaufwand, daneben die solide, dauerhafte und frostsichere Führung der Rohrleitungen (bei denen die hier und da noch angewandte Blechauskleidung mit Vorteil weggelassen werden kann), die bequeme Zugänglichkeit der Turbinenlager, die Leichtigkeit, mit der mächtige Rohrweiten für sehr leistungsfähige Einheiten und mäßige Strömungsgeschwindigkeiten ausgeführt werden können — alle diese Vorzüge springen unmittelbar in die Augen.

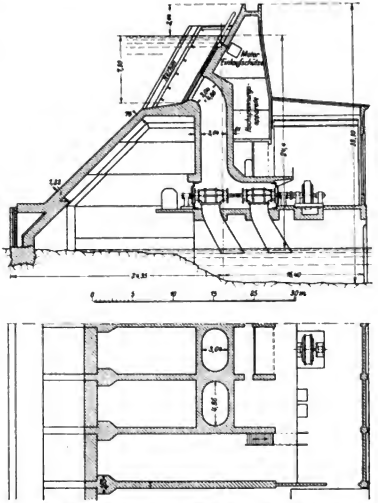


Abb. 1063. Estacadawerk. Eingebautes Dammwerk in Eisenbeton nach Ambursen. Maßstab 1:625.
(Schweiz. Ww. 1910.)

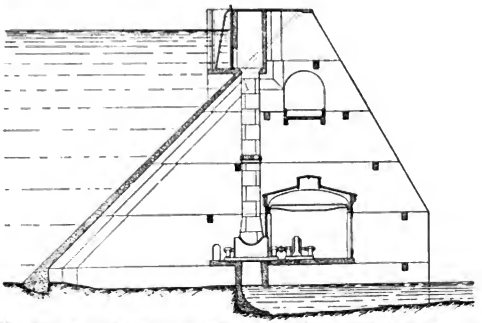


Abb. 1064. Eisenbeton-Dammwerk nach Ambursen für größere Stauhöhen. Maßstab 1:1000.

Digitized by Google

Eine sehr interessante Weiterbildung haben diese eingebauten Dammwerke durch die Ambursen Hydraulic Construction Company in Boston erfahren, die sich um die Entwickelung der Dachwehre aus Eisenbeton so große Verdienste erworben hat (vgl. S. 980).

Abb. 1060/62, Kraftwerk bei Ilchester, stellt die älteste Ausführung der Gesellschaft dar. Die Wasserzu- und -ableitung ist aufs äußerste vereinfacht, der Raum im Krafthaus entsprechend den verhältnismäßig kleinen Abmessungen des Wehres sehr beschränkt, die Übersicht durch die rahmenartigen Zwischenpfeiler beeinträchtigt und die Beleuchtung durch die niedrigen Fenster auch nur jedenfalls recht mäßig, namentlich dann, wenn das Wasser — an sich eine außerordentlich interessante Anordnung — über den Abfallrücken des Wehres als trüber Schleier vor den Fenstern des Turbinenhauses herabstürzt. Immerhin mag die Anordnung für kleine Verhältnisse gelegentlich wieder angewandt werden; an Wohlfeilheit ist sie auf jeden Fall nicht mehr zu übertreffen.

Neuere Ausführungen derselben Gesellschaft, für größere Verhältnisse bestimmt, weisen einen ganz bedeutenden Fortschritt auf. Beispielsweise bei dem Dammwerk bei Estacada (Abb. 1063), mit sehr leistungsfähigen Einheiten, sind Zwillingsturbinen in einer Art und Weise eingebaut, die der beim Taylor-Fallswerk rühmend hervorgehobenen (S. 1324) nichts nachgibt.

Einen interessanten Vorschlag derselben Unternehmung für höheres Gefälle zeigt Abb. 1064.

Zweifellos verdient der hochwirtschaftliche Typ des amerikanischen Dammwerkes, nicht zum mindesten in der Eisenbetonausführung, bei der Anlage von künftigen „Talsperrenwerken" aufmerksamste Beachtung.

---

4. Konstruktive Einzelheiten und Bauausführung.

Baustoff. Fast ausschließlich wird für die Herstellung des Unterbaues der Krafthäuser Beton verwendet. Dieser eignet sich mit seiner vielseitigen Verwendbarkeit, als Stampfbeton oder Gußbeton und der Schmiegsamkeit in der Formgebung (Saugrohre usw.) hierzu hervorragend und gestattet am leichtesten die Herstellung eines einheitlichen Baukörpers, wie ein solcher zur Aufnahme der schweren umlaufenden Maschinenmassen, der Angriffe der strömenden Wassermassen und zur Sicherung gegen örtliche Bodensenkungen usw. unbedingt erwünscht ist.

Mit besonderem Vorteil werden dabei, namentlich an offenen Schachtbauten, Eiseneinlagen angewendet. Diese können entweder als massige Formeisen und einzelne kräftige Rundanker eingebaut werden, wie es seit langem bei den meisten Niederdruckwerken geschehen ist (vgl. Gersthofen, Abb. 259, 260; Oldau, Abb. 156; Rheinfelden, Abb. 89; Beznau, Abb. 99; u. a. mehr). Ohne diese Bauweise ließe sich vielfach die wünschenswerte Geräumigkeit der Einläufe und Turbinenkammern überhaupt nicht oder doch nur unter großer Raumverschwendung erreichen.

Die zweite Verwendungsweise des Eisens, der reine Eisenbetonbau mit gleichmäßig verteilten zahlreichen kleinen Eisenquerschnitten wird in neuerer Zeit mehr und mehr bevorzugt. Große unmittelbare Ersparnisse werden mit ihm gegenüber dem Massivbau auf diesem Gebiet zwar seltener zu verzeichnen sein. Aber seine sonstigen Vorzüge: Abkürzung der Bauzeit, äußerste Raumersparnis, Biegungsfestigkeit und damit in Verbindung: hervorragende Eignung zur Herstellung von Druckkammern usw. lassen ihn doch in vielen Fällen als die beste Lösung erscheinen.

Als Ausführungsbeispiele wären anzuführen: von den Hochdruckwerken: das Kernflußwerk (Abb. 964, 933), von den Niederdruckanlagen: Blankenstein (Abb. 143/46), wo erst die Verwendung von Eisenbeton unter den gegebenen schwierigen Verhältnissen (möglichst tiefer Maschinenhausflur verlangt, vgl. S. 294) eine gute Lösung ermöglichte. Ferner: das Winnipegwerk (Abb. 1029), das Wisconsinwerk (Abb. 1034, 602), der nachträglich eingebaute Turbinenschacht des Werkes Chèvres (Abb. 1030), der Saugrohrdeckel von Tuilière (Abb. 114) und von St. Antony-Falls (Abb. 1050), Torsebrowerk (Abb. 1039) u. a. m.

Digitized by Google

Ein Beispiel einer offenen Turbinenkammer aus Eisenbeton in Verbindung mit Eisenbetonsenkkasten ist im Betonkalender 1909, zweiter Teil, S. 425 abgebildet, weitere bemerkenswerte Beispiele im Handbuch für Eisenbetonbau Bd. Wasserbau, S. 224 ff.

Die hier und da geäußerte Befürchtung, daß der Eisenbetonbau nicht massiv genug für Krafthäuser und Maschinenfundamente sei, ist durch den Hinweis darauf zu widerlegen, daß es sich in der Regel nur um umlaufende Massen, nicht etwa hin und her gehende handelt. Die etwa auftretenden Schwingungen sind daher verhältnismäßig schwach, und zweitens sind auch die im Eisenbetonbau noch verbleibenden Baumassen, deren Zusammenhang überdies ein viel innigerer als beim Stampfbetonbau ist, in der Regel noch recht ansehnlich groß.

Als ein besonderer Vorzug der Eisenbetonbauweise muß es hervorgehoben werden, daß sie in manchen Fällen Anordnungen gestattet, die an sich vorteilhaft, doch mit den alten Bauweisen nicht genügend betriebssicher hergestellt werden konnten. Beispielsweise war im ersten Entwurf des Werkes Rheinfelden (Abb. 89) eine Anordnung nach Abb. 1065 vorgesehen, bei der der Austritt des Unterwassers aus den Turbinenkammern nach derselben Seite erfolgt, wie der Eintritt des Oberwassers, so daß das Unterwasser im Düker unter dem Oberkanal durchgeführt werden muß. Diese Anordnung hätte, neben der Verbilligung durch bessere Sicherung des Kraftwerkunterbaues hier vor allem den Vorteil gehabt, daß die schweren und sehr teuren, nach den chemischen Fabriken am Ufer führenden Gleichstromkabel bedeutend kürzer ausgefallen wären. Sie wurde damals trotzdem nicht ausgeführt, weil man, mit vollem Recht, den Einbau zahlreicher eiserner Ständer als Unterstützung des unterdükerten Oberkanalbodens als eine unsichere und durch die Notwendigkeit späterer Ausbesserungen für den Betrieb sehr hinderliche Einrichtung ansah. Bei der heutigen Entwicklung des Eisenbetonbaues wären diese Bedenken nicht mehr als stichhaltig anzuerkennen und es wäre wohl denkbar, daß unter ähnlichen örtlichen Verhältnissen jene erste, unter anderem auch im alten Lettenwerk in Zürich anzutreffende, Bauform wieder mit Nutzen zum Leben erweckt würde. (Tatsächlich findet sich eine Anwendung in kleinerem Maßstabe beim Werk Frykfors in Schweden, Abb. 1066, wo dasselbe Ziel mit Stampfbetongewölbe, ohne Eisenanlagen erreicht ist.

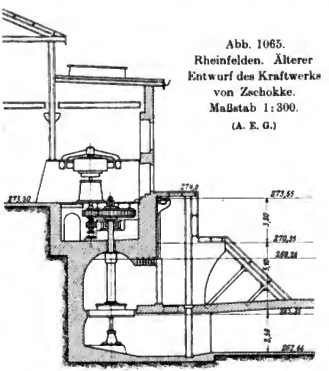


Abb. 1065. Rheinfelden. Älterer Entwurf des Kraftwerks von Zschokke. Maßstab 1:300. (A. E. G.)

Von wertvollen Nebenverwendungen der Eisenbetonbauweise sei diejenige zur Ausbildung zugfester, wasserdichter Zwischenschichten hervorgehoben. Z. B. wurde beim Kraftwerk Laufenburg (Abb. 1045) der einem Hochwasserrückstau von 2,5 m ausgesetzte Turbinenhausboden durch eine 15 cm starke eisenbewehrte Feinbetonschicht mit darüber aufgebrachtem 20 mm — Glattstrich und dreifacher jeweils mit Teeranstrich geschützter Dachpapplage abgedichtet.

Hier können auch noch Anordnungen von Ausdehnungsfugen erwähnt werden, die bei ungünstigen klimatischen Verhältnissen ebenso wie bei Staumauern nötig werden können. Das traf z. B. beim Gullspängwerk (Abb. 1036 und 1067) zu (vgl. auch Abb. 1041a).

Gründung und Bauausführung. Die Ausgestaltung und Ausführung der Gründung ist bei den Hochdruckwerken, die meistens in größerer Entfernung vom Vorfluter, oft dazu noch auf gutem hochliegendem Felsgrund errichtet werden können, verhältnis-

Digitized by Google

mäßig einfach gegenüber den Schwierigkeiten, die sich vielmals bei den großen Niederdruckanlagen in den weiten, tiefgründig mit Anschwemmungsboden ausgefüllten Niederungen der großen Flüsse ergeben.

Zwei Ausführungsweisen kommen hier wie bei den Flußwehren in Betracht: Die Gründung in offener Baugrube und die Luftdruckgründung. In offener Baugrube mit Umschließung durch Fangedamm und oberflächlicher Wasserhaltung, wurde beispielsweise Rheinfelden (Abb. in G. C. 3. VII. 1897) erbaut. (Der Untergrund bestand hier aus ziemlich tief hinab verwitterten Kalkfelsen, die von, nur teilweise durch Ton ausgefüllten, wagrechten Spalten reichlich durchsetzt waren, was die Wasserhaltung und Bauausführung sehr erschwerte.)

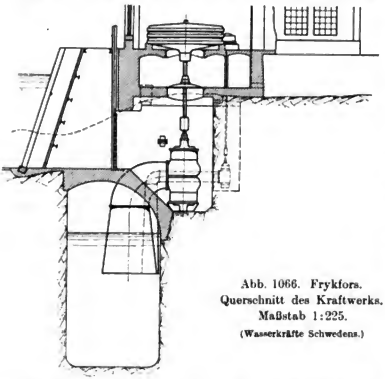


Abb. 1066. Frykfors. Querschnitt des Kraftwerks. Maßstab 1:225. (Wasserkräfte Schwedens.)

Die Druckluftgründung ist bekanntlich im allgemeinen teurer und inbezug auf Zeitgewinn weniger leistungsfähig, dafür aber auch gegen Hochwasserstörungen weniger empfindlich. Ebenso ist sie für sehr durchlässigen Boden und große Gründungstiefen ganz besonders empfehlenswert. In neuerer Zeit wird sie nun mehr und mehr, sei es für sich allein, sei es in Verbindung und zur Vorbereitung der offenen Ausführung (Ausführung von Baugrubenumschließungen, Fangedämmen usw.) bevorzugt. Sie wurde übrigens schon kurz nach „Rheinfelden", beim Bau des großen Kanalwerkes bei Jonage, im sehr durchlässigen Untergrund (vgl. S. 1193) verwendet. Dabei wurden bewegliche, an einer Rollbrücke aufgehängte Senkkästen benutzt, eine Anordnung, die dann

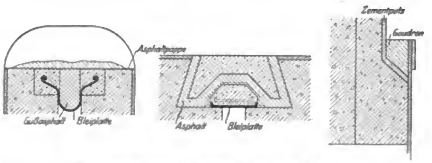


Abb. 1067. Dehnungsfugen am Gullspång-Krafthaus. Maßstab 1:10—12,5. (Teknik Tidskrift.)

für spätere Ausführungen, beispielsweise das Stauwehr von Beznau, vorbildlich geworden ist. Der Beton wurde aus diesen Senkkästen in Schichten von 50 cm lagenweise nach dem Schema der Abb. 1068 eingebracht, wobei durch Wasserstrahlpumpen das sich in den dreieckförmigen Rinnen zwischen den einzelnen Schichten sammelnde Wasser entfernt wurde. In dieser Weise wurde die untere, 2,60 m starke, 23 m breite und 160 m lange Grundplatte des Turbinenhauses, nebst den unteren Teilen der Zwischenpfeiler aufgebracht.

Namentlich bei den großen Kraft- und Stauwerksbauten am Oberrhein, die mit rasch anlaufenden und heftigen Hochwasserstörungen zu rechnen haben, ist die Druckluft-

Digitized by Google

gründung neuerdings in weitestem Umfang verwendet worden. (Laufenburg, Augst-Wyhlen, auf der Schweizerseite: Druckluft, auf der Badischen Seite: offene Baugrube, Wehrpfeiler und Wehrschwellen durchweg mit Druckluft.)

In Laufenburg wurden die Wehrpfeiler und Schwellen mit fliegenden an einer Dienstbrücke aufgehängten Senkkasten niedergebracht. Die Dienstbrücke lag auf Hilfspfeilern (Abb. 579 links), die selbst mit verlorenen Senkkasten gegründet waren. Die ins Ufer eingeschnittene Turbinenanlage wurde im Schutz massiver Fangdämme in offener Baugrube gegründet (Abb. 579 rechts). Die Pfosten der Fangedämme, 30 cm-Doppel-T-Eisen, waren in 2 m Abstand in den Kalkfelsgrund gerammt, mit hölzernen Zangen verbunden und die Lücken mit senkrecht gestellten mit den Flachseiten aneinander gereihten Bohlen ausgefüllt. Der Zwischenraum wurde, z. T. unter Verwendung von Segeltuchabdichtung, ausbetoniert. Dabei war es sehr schwierig in der starken Strömung ein Ausspülen des Zementes zu verhüten, und es mußte in ausgedehntem Maße zu Taucherarbeit für Abdichtung der Lücken zwischen den Bohlen und der Sohle gegriffen werden.

Dort, wo es die Weite des Flußbettes, die Untergrunds- und Wasserverhältnisse erlauben, mit einemmal eine große umschlossene Baugrube in Angriff zu nehmen, kann man mit Vorteil, wie z. B. bei der Wehranlage von Bremen geschehen (vgl. S. 838)[1]), das Verfahren der Grundwasserabsenkung mit einem Netz von Rohrbrunnen verwenden. Die Baueinrichtung ist bei dieser Ausführungsweise zwar verhältnismäßig sehr kostspielig, da sie aber bei einem Bau von der Größe des eben erwähnten gut ausgenutzt werden kann, und zugleich eine ideal saubere und sichere Bauausführung gestattet, wird man hier und da doch mit Vorteil auf diese Bauweise zurückgreifen.

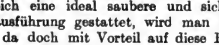


Abb. 1068. Jonage. Anordnung der Schüttbetonlagen in der unter Druckluft gegründeten Sohle. Maßstab 1:150. (Gén. Civ.)

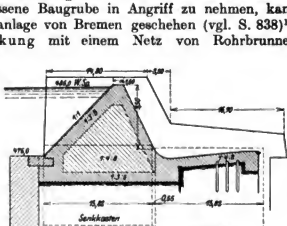


Abb. 1069. Saalachsperre bei Reichenhall. Querschnitt des Mauerdammes. Maßstab 1:600.

Inbezug auf die konstruktive Ausgestaltung der Gründung machen wieder die Niederdruckanlagen besondere Ansprüche, entsprechend ihrem Wesen als ausgesprochene Stauwerke. Man hat also hier, wie es für die Wehre, S. 772 ff., ausgeführt wurde, durch Anordnung tiefgreifender Abfangsporen, durch mehrfach gebrochene Linienführung der Bauwerkssohle und, bei sehr durchlässigem Boden wohl auch: durch Spundwände oder (nach einem von Locher und Koehn für das Rheinwerk Kleinkembs gemachten Vorschlag) durch mit Luftdruck gegründete, besonders tief, möglichst bis auf undurchlässige Schichten geführte Abfangmauern (vgl. auch Jonage, Abb. 935, und Saalachwerk, Abb. 1069) dafür zu sorgen, daß dem Druckwasser der Weg ins freie Unterwasser nach Möglichkeit abgeschnitten oder doch aufs äußerste erschwert wird, so daß die Bildung größerer Wasseradern und zunehmende Ausspülung hintangehalten werden. Es sei auch hier, zum abschreckenden Beispiel, an die Unfälle von Beßwitz (S. 382), Jonage (S. 1193) erinnert.

Baubetrieb und Baustoffverteilung. Während für Anlagen mäßiger Größe und unter gewöhnlichen Umständen außer den üblichen Rollbahnen, Windenaufzügen und Fahrbühnen keine besonderen maschinellen Hilfsmittel verwendet werden, hat man neuerdings, namentlich wieder in Amerika, für Anlagen sehr großen Umfangs mit besonderem Vorteil eigens für diesen Zweck geschaffene leistungsfähigere Einrichtungen verwendet. Es sind dies in der Hauptsache dieselben, wie sie beim Bau der großen gemauerten Staudämme längst

[1]) Vgl. D. Bztg. 1910, S. 377. Es wurde mit 104 Rohrbrunnen eine Baugrube von rd. 10 000 qm Grundfläche 6 bis 8 m unter M. W. aufgehalten. Zur Abdämmung dienten teils die (besonders in Amerika viel verwendeten) Kastenfangdämme, teils Sanddämme, mit und ohne Kernspundwand. Der Baugrund war feiner Kies mit Beimischungen von gröberen Sorten. Der ganze Wehr- und Schleusenbau (Abb. 617) wurde in zwei Baugruben bewältigt.

Digitized by Google

eingeführt sind: Seilbahnen und Auslegerkrane. Die ausführliche Darstellung, mit Bildern, einer derartigen Baueinrichtung, für das auf S. 1326 erwähnte Ninety Nine-Islandswerk, ist im Eng. Rec. 2. IV. 1910 nachzulesen.

Abb. 1070. Mac Calls Ferrywerk. Bau von Krafthaus (vorn) und Stauwehr mit Hilfsbrücke (links) und Pelikankranen.
(Z. Ver. deutsch. Ing. 1909.)

Eine durch ihre Großartigkeit besonders bemerkenswerte Anordnung wurde beim Mac Calls Ferrywerk angewendet. Hier wurde vor dem 700 m langen Betonstauwerk mit anschließendem 150 m langem Dammkraftwerk eine besondere massive 15 m breite Bogenbrücke als Fahrbahn für einen eigens entworfenen „Pelikan-Kran" (Abb. 1070) angelegt. Diese Hilfsbrücke wurde nach Herstellung der umfangreichen: über 130 000 cbm Beton enthaltenden Bauten wieder weggesprengt (vgl. Eng. Rec. 21. IX. 1907. 28. V. 1910, auch 16. XI. 1912).

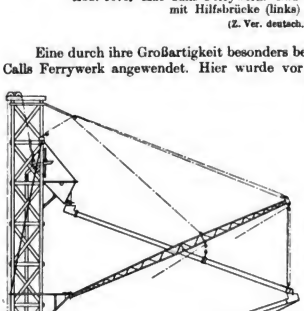


Abb. 1071. Amerikanische Betonschüttverteilung. Maßstab 1:250.

Für die Betonierung des Grundbaues der Turbinenanlage Laufenburg wurde eine längsverfahrbare Seilschwebebahn verwendet, siehe Abb. 579 rechts im Vordergrund. Diese Einrichtung hat sich im ganzen genommen gut bewährt, nur stellte es sich als ein Mißstand heraus, daß die Führer- und Transportlaufkatze infolge der beiderseits pendelnden Anordnung der Verankerungsrahmen nie aus dem Schwanken herauskam.

Die neueste Erscheinung auf dem Gebiete der Mörtel- und Betonverteilung ist der zentrale Förderturm mit allseitig ausgestreckten Schütttröhren. Eine amerikanische Erfindung, die unter anderem bei der Erhöhung der Sweetwatersperre mit Vorteil verwendet wurde[1]), vgl. Abb. 1071. Dort wurden mit einem einzigen solchen Turm in 9stündiger Arbeitsschicht bis zu 230 cbm Beton verteilt, eine schöne Leistung

[1]) Vgl. Schuyler in Eng. News 30. März 1911.

Digitized by Google

inanbetracht der bedeutenden gleichzeitig mit dieser Einrichtung erreichten Einschränkung der menschlichen Mitarbeit. — Auf gleichmäßige mittelfeuchte Durcharbeitung der Betonmasse muß bei dieser Einrichtung scharf gehalten werden, wenn Verstopfung oder umgekehrt Entmischung vermieden werden soll. — Die hochwirtschaftliche Einrichtung — die sich in neuerer Zeit auch in Europa einzuführen beginnt, hat ein ausgedehntes Zukunftsfeld: Krafthäuser, Stauwehre und Talsperren.

5. Hochbaulicher Teil der Triebwerksanlage.

Umfang. Außer der Maschinenhalle umfassen die hochbaulichen Anlagen der Wasserkraftwerke in der Regel noch verschiedene Nebenräume als: Werkstätte mit den nötigsten Arbeitsmaschinen, Geschäftsräume für den Betriebsleiter, Ankleide-, Wasch- und Bedürfnisräume für die Arbeiter, usw. Vielfach werden auch Wohnräume für 1 oder 2 Familien (Werkmeister und Stellvertreter) im Krafthaus untergebracht. Diese Anordnung hat unter Umständen, nämlich dort, wo der Platz für das Maschinenhaus nicht beschränkt ist, den Vorteil größerer Wohlfeilheit gegenüber der Erstellung eines besonderen Wohnhauses, dazu auch kleine Vorzüge für die Betriebsbereitschaft. Sie kann auch vom architektonischen Standpunkte aus unter Umständen eine gefälligere Lösung ergeben als die Erstellung von neben dem großen Krafthaus meist unscheinbar aussehenden Einzelgebäuden. Als Nachteile sind aber anzuführen: das unruhige Wohnen in den beständig von einem brummenden Geräusch erfüllten Maschinenhäusern (freilich eine Sache, an die man sich erfahrungsgemäß mit der Zeit gewöhnt) und, wichtiger: die Gefährlichkeit des Betriebs namentlich bei Hochdruckanlagen und elektrischer Stromerzeugung. Im Hinblick auf die dadurch für die Kinder der betreffenden Familien gegebene Gefahr ist dieser Gesichtspunkt beachtenswert. Man sollte daher, trotz der kleinen geldlichen Vorteile der andern Anordnung im allgemeinen lieber die Unterbringung von Wohnungen in unmittelbarer Verbindung mit dem Krafthause vermeiden, allermindestens sie so anordnen, daß sie bei Brüchen an den Druckleitungen möglichst geschützt sind und vollkommen abgesonderte Zu- und Aufgänge erhalten. Das ist beispielsweise in Ackersand, Abb. 1008, ziemlich gut erfüllt, wo in dem Turmbau im Winkel zwischen Maschinenhaus und Schaltanlage eine Wohnung untergebracht ist. Weniger vollkommen ist die Lösung in München-Süd, Beßwitz (Abb. 194), während die große Mehrzahl der bedeutenderen Wasserkraftelektrizitätswerke überhaupt keine Wohnungen im Krafthaus besitzt.

Als letzter, wichtigster Nebenraum kommt bei den Wasserkraftwerken für Elektrizitätserzeugung noch das Schalt- und Spannungswandlerhaus in Betracht. Dessen Umfang und Anlage hängt ganz von den Verhältnissen der elektrischen Übertragungsanlage ab. In erster Linie davon, ob es sich um ein Werk mit kleinem Wirkungsbereich handelt, bei dem die Stromabgabe vielleicht mit der Erzeugungsspannung der Maschinen erfolgen kann, das etwa, wie z. B. Wangen a. d. A. in seinem früheren Ausbau, Kubel und andere, seinen Strom erst in einer weiter entfernten Verteilungsstation auf höhere Spannung bringt oder um ein großes selbständiges Werk mit weitem Wirkungsbereich und hoher Übertragungsspannung, wie beispielsweise München-Moosburg (S. 495), Ventavon (S. 544), Tuilière, Beßwitz usw., wo eine umfangreiche Spannungswandleranlage und, entsprechend der hohen Übertragungsspannung, weiträumige Anordnungen für die Sammelschienen und Blitzschutzeinrichtungen erforderlich sind (vgl. Beschreibung des Schalthauses von Beßwitz, S. 386).

Die in allen Fällen vorhandene Unterspannungsschaltanlage (Maschinenstrom) mit der Niederspannungs-Meß- und Schalttafel wird neuerdings meist erhöht auf einem galerieartigen Vorbau im Maschinenraum untergebracht.

Da ein unmittelbares Hin- und Herlaufen des Schaltwärters zwischen Maschinen und Schalttafeln für Anlagen von irgendwie ansehnlicher Größe nicht in Betracht kommt, hat diese Anordnung keinerlei Bedenken, im Gegenteil ist sie durch die größere Übersicht, die sie bietet, nur vorteilhaft. Ist das Maschinenhaus nicht länger als vielleicht 30 bis 40 m, so wird die Schalttafel meistens vorteilhafterweise an einer Stirnseite untergebracht. (An-

Digitized by Google

delsbuch, Abb. 1001; Heimbach, Abb. 465; Langweid, Abb. 272.) Dagegen verlegt man bei längeren Maschinensälen lieber die Schaltanlage nach der Mitte einer Langseite, gewöhnlich der Unterwasserseite, wenn nicht Schwierigkeiten und Tiefe der Gründung für die dabei notwendige Verlängerung der Zwischenpfeiler diese Ausführung allzu kostspielig machen. (Manche älteren Anlagen, beispielsweise Wangen a. d. A. [S. 429] zeigen aus diesem Grunde übermäßig gedrängte und für den Betrieb unbequeme, wo nicht gefährliche Schaltanlagen.)

Bei der Anordnung in Frontmitte wird die Schaltbühne vorteilhaft weit vorragend in die Maschinenhalle hereingeführt. Das erhöht die Übersichtlichkeit und bewahrt auf der anderen Seite davor, die Maschinenhalle selbst sparsamerweise allzu eng anzulegen.

In konstruktiver Beziehung bietet die Eisenbetonbauweise auch hier wieder bequeme Hilfsmittel.

Gute Vorbilder für die Anordnung bieten Tuilière (Abb. 118), Ventavon (Abb. 347), Ackersand (Abb. 1008), Kernflußwerk (Abb. 933 und 964), Kootenaywerk (Abb. 1023, 1024) und a. m.

Wo eine Spannungswandler-, Oberspannungsschalt- und Sicherungsanlage nötig ist, kann sie entweder in unmittelbarer Verbindung mit dem Krafthause oder in einem besonderen Gebäude untergebracht werden. Die erstere Anordnung wird im allgemeinen etwas billiger ausfallen, namentlich bei Werken von mäßiger Größe und nicht allzu bedeutender Höhe der Hochspannung (Beßwitz, Abb. 193, 194; München-Moosburg, Abb. 299, 305; Albulawerk, Abb. 1017, 1019). In letzterem Werk ist ein Teil der Schutzeinrichtungen in neuartiger und sehr geschickter Weise in einem auf Eisenkonstruktionen quer über den Maschinensaal gesetzten Querbau untergebracht. Hierher gehört auch das Löntschwerk, Abb. 498/501; Andelsbuch, Abb. 1001; interessant wegen der Entwickelung in die Höhe und der hohen Aufstellung der Spannungswandler (vgl. S. 1268).

Die Anordnung eines besonderen Schalt- und Spannungswandlerhauses kommt nur bei sehr großen Anlagen und hier besonders auch dort in Betracht, wo die örtlichen Verhältnisse und die Gesamtanordnung der Rohrleitungen, Unterkanäle und Freigerinne eine Vereinigung mit dem Krafthause erschweren, wie es beispielsweise in Brillane und Ventavon (Abb. 329 und 343) der Fall war. Die Anordnung bietet daneben den Vorteil größter Übersichtlichkeit und Betriebssicherheit, so daß sie sich, trotz ihrer Mehrkosten bei großen Werken, mehr und mehr einbürgern wird. (Beispiele: Tuilière, Abb. 109, 111, 121; Kootenaywerk, Abb. 1023/24).

Die Maschinenhalle. Die Maschinenhalle muß reichlich weit angelegt werden, damit der Verkehr der Bedienungsmannschaft und ihre Arbeiten, das Putzen, Schmieren der Lager usw. auch bei der im Betrieb sich erfahrungsgemäß nur allzu rasch einstellenden Sorglosigkeit mit voller Sicherheit für Leib und Leben verrichtet werden kann. Die Freihaltung eines Ganges von 3,0 bis 3,5 m Lichtweite auf der einen und von 1,5 bis 2 m Lichtweite auf der andern Langseite genügt dieser Anforderung im allgemeinen reichlich, ohne das notwendige Maß in verschwenderischer Weise zu überschreiten (vgl. beispielsweise Andelsbuch, Abb. 1001). Daraus und aus den Abmessungen der Maschinen, bzw. deren Aufstellung, ob längs oder quer, ergibt sich dann die Gesamtweite zwischen den Pfeilerfluchten; sie wird meistens zwischen 10 und 15 m (bzw.: für Niederdruckwerke mit wagrechten Turbinen: zwischen 8 und 10 m) liegen. Rheinfelden mit seinen großen Maschinen und seiner knappen Breite (Abb. 89) wirkt in Natur schon ängstlich eng. Vgl. als eigenartiges berechtigtes Gegenstück: Oldau, Abb. 156 (vgl. S. 327).

Die Abstände von Maschineneinheit zu Maschineneinheit sollten aus gleichen Gründen nur in schwierigen Fällen, beispielsweise bei Niederdruckwerken mit sehr großen Stromerzeugern, kleiner als 1,5 m (Beznau: 1,6 m) gewählt werden; in den meisten Fällen werden in des die Anforderungen der Wasserzu und- ableitung, vor allem für Niederdruckwerke, schon vorher die Maschinenabstände auf ein größeres Maß festlegen.

Die Höhe des Maschinensaals, bei Hallen mit sichtbarem Satteldach: die durchschnittliche Höhe im Querschnitt, sollte auch bei kleinen Werken nicht unter 6 m, bei größeren Anlagen mit sehr starken Einheiten nicht unter 9 m gewählt werden. Diese Maße haben sich als durch die Erfahrung bewährt, ziemlich allgemein eingebürgert (vgl. Abb. 89, 99, 143, 231, 259, 331, 500 usw.).

Digitized by Google

Hauptgesichtspunkte bei Bemessung der Höhe sind ausreichende Lüftung und Beleuchtung.

Gute Lüftung ist in Elektrizitätswerken besonders wichtig, weil die Stromerzeuger beträchtliche Wärmemengen entwickeln, die ebenso im Interesse der Bedienungsmannschaft wie der Maschinen selbst, auch an heißen Tagen, wo der Überdruck der äußeren Luft am kleinsten, genügend rasch abgeführt werden müssen. Außer reichlicher Höhenbemessung ist dazu in der Regel noch die Anbringung besonderer hochgelegener Klappfenster erforderlich, die durch Gestänge, Kettenzug usw. bequem von unten aus bedienbar sein sollten. Ein sehr wirksames Lüftungsmittel ist die Anwendung einer mit solchen Klappfenstern versehenen Dachhaube, die aber unbedingt verschließbar eingerichtet sein muß, da sie sonst im Winter durch ihre starke Zugwirkung leicht sehr unangenehm werden kann vgl. Löntschwerk, Abb. 499, 500; Ackersand, Abb. 1008, 1077; Augst-Wyhlen, Abb. 1048; in Lottin, S. 368, feste Jalousien mit dem erwähnten Übelstand!)

Die Zuführung frischer Luft muß von unten erfolgen und es sind hierfür bei größeren Maschinenräumen besondere Lüftungsschlitze anzuordnen, soweit dies die Rücksicht auf vorkommenden hohen Unterwasserstand nicht verbietet. In Gegenden mit sehr heißen Sommern, zumal bei Maschinenhäusern, die gänzlich schattenlos liegen, muß man unter Umständen zur Unterstützung der natürlichen Lüftung noch kleine Kreiselläfter einbauen. Auch bringt man in großen Werken neuerdings mit Vorliebe die künstliche Lüftung unmittelbar mit den Stromerzeugern in Verbindung, um die letzteren, zur Geräuschverminderung, mit allseitig geschlossenem Gehäuse bauen zu können. Die natürliche Kreiselwirkung des umlaufenden Polrades ist zu demselben Zweck in geschickter Weise in Verbindung mit der zweireihigen Maschinenanordnung im Kraftwerk Heimbach ausgenützt (S. 683). Neuerdings im Rjukanfoswerk (Abb. 1085).

Für gute Beleuchtung, die ebensosehr im Interesse der Betriebssicherheit wie der Qualität des Unterhaltungsdienstes notwendig ist, muß außer durch Anordnung reichlicher und namentlich möglichst hoch an die Decke reichender Fensterflächen durch entsprechend hellen Anstrich von Wänden und Decken gesorgt werden. Weißer oder doch ganz hell getönter Wandputz, bzw. -Anstrich, wird daher immer mehr und mehr zur Regel im Krafthausbau gegenüber manchen älteren Ausführungen (Steinbusch, Abb. 177; Avignonet[1]) u. a.), die durch ihre ungleichmäßige Lichtverteilung und den allgemeinen Mangel an Licht unvorteilhaft auffallen. Die neuerdings sehr in Aufnahme kommende und auch in ästhetischer Beziehung recht vorteilhafte Verschalung der großen eisernen Dachstühle durch flach gewölbte oder wagrechte ebene Zwischendecken (Eternit oder dgl., Abb. 1017/19) gibt in schwierigen Fällen ein weiteres Mittel an die Hand, um die Beleuchtung zu verbessern. Namentlich bei den oft recht tief liegenden Maschinenfluren der Niederdruckwerke mit wagrechten Schachtturbinen darf man mit all diesen Mitteln nicht sparen.

Für künstliche Beleuchtung ist durch Anordnung von elektrischen Lampen zu sorgen, die von den Gleichstromsammelschienen der Erregeranlage, in Notfällen von einer dazu vorzusehenden kleinen Batterie gespeist werden.

Zum Schutz gegen übermäßige Sonnenbestrahlung sollte man, mehr als es bisher geschehen ist, bei Krafthäusern, deren Fensterfront nach Süden liegt, an die Anbringung von Vorhängen denken.

Obwohl man im allgemeinen, auch im Winter, ohne künstliche Heizung auskommt, sollte man doch mit Rücksicht auf betriebsstille Stunden und zeitweise Stillegung der Anlagen Heizvorrichtungen vorsehen. Als solche sind nur bei Werken, die an ein auch von anderen Punkten aus gespeistes Netz angeschlossen sind, elektrische Öfen zu verwenden. Durch unbeachtetes Einfrieren der hydraulischen Regulieranlage (über hohe Feiertage) ist schon hier und da eine Betriebsstörung hervorgerufen worden, z. B. im Brennerwerk bei Matrei.

Bequeme Zugänglichkeit der Maschinenhalle ist für den Betrieb sehr wertvoll (Auswechseln von Maschinenteilen!) und daher auch unter schwierigen Verhältnissen, z. B. bei tiefliegenden Maschinenhäusern mit wagrechten Schachtturbinen, anzustreben. Anordnungen wie in Steinbusch (Abb. 175, 177), bei denen der Zugang zum Maschinen-

[1]) Vgl. Congr. H. Bl. 1912, Bd. II, S. 512.

Digitized by Google

raum nur durch eine hochgelegene kleine Tür und über eine stegartige Treppe statthat, sind für Werke mit einigermaßen ansehnlicher Größe entschieden als verfehlt zu bezeichnen.

Weite Flügel- oder Schiebetüren, durch die man die großen Teile der elektrischen Stromerzeuger unmittelbar ebenerdig einfahren kann, sind die beste Lösung. (Vgl. Queuille, Abb. 352; Albulawerk, Abb. 1017/19; Kootenaywerk, Abb. 1023/24; Hermaringen, Abb. 1072/73; letzteres eine besonders schöne Lösung!; Ackersand, Abb. 1008 und andere mehr.)

Abb. 1072. Turbinenprüfstation Hermaringen.

Wo der Maschinenflur für ebenerdige Einfahrt zu tief liegt, hat man sich mit Vorteil schon durch Anordnung besonderer Maschineneinfahrtschächte geholfen, beispielsweise im Werk Moosburg, Abb. 299, 304; Andelsbuch (mit einer in der Decke der Maschinenhalle ausgesparten und mit einem Deckel versehenen Einfahröffnung, zu der vom Vorplatz aus ein auch den Spannungswandlerraum und die Werkstätte bedienendes Gleis führt, Abb. 1001). Sehr vorteilhaft, gerade in Hinsicht auf die im Betrieb nicht allzu selten vorkommenden Arbeiten an schadhaft gewordenen Maschinen, ist die Anordnung eines für gewöhnlich freigehaltenen Vorplatzes in Verlängerung der Maschinenreihen. (Löntschwerk, Abb. 499; Tuilière — zwischen Wärme- und Wasserkraft-Teil — Abb. 117/18).

Konstruktive Ausgestaltung und Baustoffe. Das aufgehende Mauerwerk der Maschinenhäuser wird in der Regel höchstens bis Sockelhöhe in Beton bzw. in hydraulischem Bruchsteinmauerwerk, darüber aber meist in Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk mit Kalkmörtel ausgeführt, außen in einer der Architektur entsprechenden Weise verfugt, verblendet oder verputzt, innen in der Regel mit einem glatten, hellgefärbten Kalkputz, dessen Bedeutung für gute Beleuchtung bereits betont wurde, überzogen. Der in älteren Werken hier und da angewendete Zementputz ist nicht zu empfehlen, weil er an sich erstens zu dunkel wirkt und zweitens auch zu leicht durch Ausblühen Anlaß zu sehr häßlichen Fleckenbildungen gibt (vgl. Abb. 177). Aus Gründen der besseren Reinhaltung und des gefälligeren Aussehens wird in der Regel in etwa Hüft- bis Schulterhöhe eine dunkler getönte Sockelverkleidung, mindestens eine fußhohe Schutzleiste angeordnet, wofür sich in neuerer Zeit die Verwendung farbig glasierter Tonfliesen überwiegend eingeführt hat. Diese Ausführung hat gegenüber der älteren, hier und da noch festgehaltenen, mit mehrmaligem Ölfarbenanstrich über dem durchgehenden Kalkputz den Nachteil, daß sie bei Beschädigungen durch unvorsichtiges Herumwerfen von Werkzeugen, Maschinenteilen usw. weniger einfach wieder herzustellen ist. Außerdem kostet sie erheblich mehr, wohl das 4 bis 5 fache des Farbanstrichs einschl. Verputz (rd. 3,0 M/qm). Indes kommen derartige Beschädigungen der Wandverkleidung bei einiger Vorsicht doch nicht so leicht vor und andererseits bedeutet auch der Mehrpreis von etwa 10 M/qm im Vergleich zu den sonstigen Ausgaben beim Ausbau einer großen Wasserkraft keine so bedeutende Summe, daß sie den übrigen Vorzügen der Kachelverkleidung gegenüber ernstlich ins Gewicht fallen könnte. Diese Vorzüge sind: größte Dauerhaftigkeit (wenn von mechanischen

Abb. 1073. Fahrbarer Schützenantriebmotor in Hermaringen.

Digitized by Google

Beschädigungen abgesehen wird), größte Sauberkeit und leichteste Reinhaltung, endlich außerordentlich gefällige Wirkung für das Auge. Dieselben Vorzüge haben freilich auch verschiedene in neuerer Zeit auf den Markt gebrachte Lackanstriche, die in den verschiedensten Tönungen geliefert werden und bei wesentlich geringeren Kosten (etwa 3 bis 4 M/qm einschl. Grundputz) im Aussehen und Haltbarkeit den Täfelungen wenig nachgeben.

Der Gesichtspunkt der Sauberkeit ist für Werke mit elektrischem Betrieb von nicht zu unterschätzender betriebstechnischer Bedeutung: die Entwicklung bzw. Ansammlung von Staub muß möglichst hintangehalten werden, um ohne allzu häufige Stillsetzung und Reinigung der Maschinen dauernd ein sicheres Arbeiten der Kontakte, Funkenstrecken usw. zu gewährleisten, und ein vorschnelles Verschmutzen der Lager usw. zu verhüten. Eine glatte, abwaschbare Wandbekleidung von nicht zu dunkler Färbung, die das Ansetzen von Schmutz an sich schon nicht begünstigt, daneben leicht rein zu halten ist bzw. zur Reinhaltung anregt und die Aufsicht erleichtert, dient daher der Güte des Betriebs- und Unterhaltungsdienstes in vorzüglicher Weise.

Schließlich ist es auch ein vom ästhetischen Gesichtspunkte aus besonders anerkennenswerter Gedanke, für die mächtigen und wertvollen Krafterzeuger, das eigentliche „Herz der Wasserkraftanlage" (Pfarr), ein auch in der äußeren Erscheinung würdiges Haus zu bereiten.

Freilich sollte man auch nicht in den gegenteiligen Fehler einer Übertreibung verfallen, die mit Balkonen, schweren bronzenen Geländern und Beleuchtungskörpern im Barockstil beim Besucher der Halle eher den Eindruck einer vornehm Schloßkapelle erweckt und um die, einem reinen Nutzzweck bestimmten, in streng mathematischen Linien und nach eigenen Schönheitsgesetzen gebildeten modernen Kraftmaschinen einen, wenn auch an sich gefälligen, doch wesensfremden Rahmen fügt. Dieser Fehler ist beispielsweise im Elektrizitätswerk Andelsbuch nicht ganz vermieden (vgl. Abb. in Schw. Bztg. Bd. 55, Nr. 1 ff.). Eine sehr gute Wirkung ist dagegen mit einfacheren Mitteln beispielsweise am Steyrdurchbruch (Abb. 1038) und in den Münchner Werken (vgl. Abb. 306) erzielt.

Bei der Herstellung des Fußbodens weisen die eben angeführten Gründe auf die Verwendung von einfachen glatten, allenfalls ruhig gemusterten Tonplatten hin. Zementestrich ist an sich unansehnlich, läuft sich rasch aus, und wird sehr glatt. Geriffelte Tonplatten, die man hier und da zur Erhöhung der Sicherheit gegen Ausgleiten anwendet, sind nicht zu empfehlen, da sie schwer rein zu halten sind, den Verbrauch an Putzwolle ganz bedeutend erhöhen und ohnedies tatsächlich doch keinen nennenswerten Schutz gegen Ausgleiten bieten. In letzterer Beziehung ist noch die hier und da geübte Ausbildung von Stufen im Flur, namentlich sehr niedrigen — und um so schlechter sichtbaren — nicht empfehlenswert. Die Verlegung von Linoleum- oder Kokosfaserteppichen (vgl. Abb. 1038) dient in gleicher Weise der Schonung des Fußbodens, der Reinlichkeit und der Sicherheit des Verkehrs im Krafthause. Die Gefahr zu starker Staubentwicklung bei Verwendung von Faserteppichen ist bei fleißiger Reinhaltung der letzteren praktisch ziemlich bedeutungslos.

Das Dach der Maschinenhalle muß auf alle Fälle eine innere Verschalung erhalten, die eine zu rasche Abkühlung der aufsteigenden warmen Luft und die für die elektrischen Maschinen sehr gefährliche Bildung von Tropfwasser verhindert. Die neuerdings mehrfach beliebte Anordnung, diese Verschalung unter Anwendung von Zwischenaufhängungen usw. unterhalb der Dachstuhlkonstruktion einzubauen, hat neben dem schon berührten Vorzug der besseren Lichtwirkung auch den: die Ruhe und Geschlossenheit des Maschinenraums zu erhöhen. Zugleich wird dadurch der isolierende Luftraum zwischen Schalung und Dach in wünschenswerter Weise vergrößert. Im Albulawerk hat man, angeblich auch zum wirtschaftlichen Vorteil, die Verschalung aus Eternitplatten gebildet, die auf einem Netz von leichten, am Dachstuhl aufgehängten Winkeleisen verlegt sind (Abb. 1017/1019).

Das Tragwerk des Daches selbst wird heutzutage fast ausschließlich in Eisenkonstruktion ausgeführt. Vielleicht wird man indes auch hier für größere Werke mit der Zeit zu Eisenbetonkonstruktionen (Fachwerken oder Tonnengewölben) übergehen, die bei größerer Haltbarkeit und verminderter Wärmeleitungsfähigkeit zugleich auch in ästhe-

Digitized by Google

tischer Beziehung mehr befriedigen. Bei eingebauten Maschinensälen (Abb. 1028, 1001, 1053) wendet man ja heute schon gerne den Eisenbetonbau an.

In der Form des Daches hat sich seit einigen Jahren ein bemerkenswerter Umschwung zugunsten der Bevorzugung hoher Satteldächer gegenüber dem aus dem Fabrikbau der achtziger Jahre übernommenen und besonders in Amerika noch weit verbreiteten flachen Dach vollzogen. Zweifellos ist das flache oder leicht gewölbte, mit mehrfachen Asphaltpapplagen, Holzzement u. dgl. eingedeckte, Dach vom rein wirtschaftlichen Standpunkte aus im allgemeinen das vorteilhaftere. Es ist aber auch an Nüchternheit und Trostlosigkeit des äußeren Eindruckes unübertroffen, und es ist nur mit Freuden zu begrüßen, wenn die großen Kraftwerksunternehmungen sich mehr und mehr zu dem Standpunkt durchgerungen haben, auch einige Mehrkosten willig zu übernehmen zugunsten einer ästhetisch befriedigenderen Ausgestaltung der äußeren Erscheinung ihrer Krafthäuser, die mit ihren großen Massen ein Landschaftsbild, im guten oder schlimmen Sinne, immer entscheidend beeinflussen können.

Über mancherlei Irrwege — festungsbaukastenähnliche Erzeugnisse, wie Engelberg (Abb. 1074), Wangen a. A. (Abb. 230 bis 233), das alte Isarwerk oberhalb Münchens u. a.; über Auswüchse des Jugendstils: wie Heimbach (siehe die Turbine Nr. 8, 1908, Fig 3 und 20) und manche sich in Scheinarchitekturen und kleinlichem Beiwerk ergehende Verirrungen der Beton- und Kunststeinindustrie (Peggauwerk, Abb. 1075) — über alle diese heute im allgemeinen als verfehlt anerkannten Versuche hinaus haben fein- und werkgerecht empfindende Architekten inzwischen Krafthäuser geschaffen, wie in Hermaringen (Abb. 1072/73), Poppenweiler (Abb. 1076), Ackersand (Abb. 1077), die in ihrem gleichzeitig schlichten und großzügigen Aufbau, der Wucht und Ruhe ihrer Wirkung sich aufs glücklichste in die umgebende Landschaft und Ortschaft einfügen, ja deren Reiz noch heben. Die hierzu angewandten Mittel sind oft noch einfacher als bei manchen älteren, so viel weniger gut wirkenden Bauten. Ihre Wirkung beruht in der Hauptsache auf dem ruhigen Zusammenklang, großer, durch gut gegliederte Fensterreihen belebter Wandflächen mit den kräftig in satten Farben oder dunklem Ton sich abhebenden, nur wenig gegliederten Flächen der großen Satteldächer. Dabei ist in diesen Bauten, in glücklicher Weiterbildung der hier und da im Lande noch anzutreffenden großen Wirtschaftsgebäude aus dem Anfang des vorigen Jahrhunderts jeder Versuch, über den wahren Charakter des Nutzbaues als eines solchen hinweg zu täuschen, vermieden.

Abb. 1074. Krafthaus Engelberg.

Dafür, daß mit diesen Grundsätzen und Mitteln, selbst bei äußerster Vereinfachung der Formen und größter Sparsamkeit, noch eine gute Wirkung — und als eine solche darf man es schon bezeichnen, wenn das Krafthaus sich nicht störend als etwas Fremdartiges aus dem Rahmen der Landschaft heraushebt — zu erzielen ist, dafür bietet u. a. das Albulawerk (Abb. 917) den anschaulichen Beweis.

Angesichts der heute so regen und gewiß zu einem guten Teil einen berechtigten Kern enthaltenden Bewegung des Heimatschutzes muß man es als eine entschieden berechtigte Forderung anerkennen, daß beim Ausbau der Wasserkräfte, namentlich im Gebirge, die Beeinträchtigungen der Naturschönheit auf das unerläßliche Mindestmaß eingeschränkt werden — wofür denn Rohrleitungen, Kanallinien usw. noch genügend unliebsamen Anlaß geben. Gerade beim Krafthaus aber, das sich so augenfällig und eindrucksvoll über den Boden erhebt, sollte nicht durch übergroße Sparsamkeit — und oft ist es nicht einmal Sparsamkeit — gesündigt werden.

Betriebs- und Hilfseinrichtungen. Maschinelle Hilfseinrichtungen werden zu den vielfältigsten Zwecken in den Krafthäusern gern angewandt, um die Bedienungsmannschaft

Digitized by Google

auf das für den normalen Betrieb ausreichende Mindestmaß einschränken zu können und die Störungen des Betriebs durch außergewöhnliche Arbeitsverrichtungen möglichst zeitlich zu beschränken.

Hierher gehört in erster Linie der den Maschinensaal der Länge nach bestreichende **Laufkran**, der auch in kleinen Werken nicht weggelassen werden sollte, und der in großen Zentralen mit Vorteil für vollkommen elektrischen Antrieb nach allen drei Bewegungsrichtungen ausgestattet wird, um die Auswechslungsarbeiten mit kleinstem Zeitverlust

Abb. 1075. Peggauwerk, Unterwasseransicht.

zustande zu bringen. An besonderen Ausführungen seien erwähnt die für sehr kleine Anlagen empfehlenswerte einfache Laufkatze in Lottin (Abb. 183), der Kran mit freier Ausfahrt über den Anfahrtsweg in Hermaringen (Abb. 1072) und die zweiten Laufkrane über den Schächten wagrechter Mehrfachturbinen in Gersthofen (Abb. 259, 267), Bern (Abb. 1040) und anderwärts. Die Anordnung dieser zweiten Laufkrane ist zweifellos für den Betrieb nicht viel weniger wichtig als diejenige des Maschinenhauskrans, und die Mehrkosten sollten daher in größeren Werken mit strengen Betriebsanforderungen nicht gescheut werden.

Abb. 1076. Kraftwerk Poppenweiler, Oberwasserblick.

Eine zweite Gruppe von Hilfseinrichtungen sind die Bewegungsvorrichtungen der **Schützen, Schieber** usw., die man bei einigermaßen großen Werken in der Regel mit mechanischem Antrieb, Übertragung durch Wasserdruck oder elektrischen Strom ausstattet (vgl. S. 849 und 1196). Eine für kleinere Werke recht nützliche, auf Verminderung der Anlagekosten hinwirkende, Einrichtung ist die Verwendung fahrbarer Elektromotoren, wie sie beispielsweise in Hermaringen (Abb. 1073), Glüder bei Solingen — dort ohne Anlasser unter Einschaltung einer biegsamen Kuppelungswelle —, im Wisconsinwerk (Abb. 1034) und anderen im Gebrauch sind. Weiter fallen in diese Gruppe sämtliche

Digitized by Google

Schalteinrichtungen, vor allem auch die in neueren Zentralen vielfach vorzufindenden Einrichtungen zum Schließen, Öffnen und zum Regulieren der Drehzahl der Turbinen von der Schalttafel aus, die Fernsteuerungseinrichtungen für die Schaltanlage der Spannungswandler- und Hochspannungshäuser usw. Alle diese Einrichtungen, deren Auswahl und Ausgestaltung Sache des Elektrotechnikers in Verbindung mit dem Maschinenbauer ist, dienen neben der durch Ersetzung der Bedienungsmannschaft angestrebten Betriebswirtschaftlichkeit auch in hohem Grade der Betriebssicherheit, indem sie die Beaufsichtigung, Direktive für das Eingreifen und dieses regelnde Eingreifen selbst auf einen Ort und in möglichst wenig Hände zusammenlegen.

Zur Bereitstellung der Kraft für diese verschiedenen mechanischen Hilfsdienste ist eine dritte Gruppe von Einrichtungen bestimmt: Öldruckanlagen (beispielsweise Beznau, S. 237), die in großen Zentralen in sehr vielfältiger Weise ausgenutzt werden können

Abb. 1077. Ackersand, Gesamtansicht (Druckleitung noch im Bau).
(A. G. Lonza.)

(Turbinenregulierung, Schützenbewegung, Druckölentlastung bei senkrechten Turbinen usw.), oder elektrische Hilfsstationen mit Gleichstromerzeugung für Motorenbetrieb und Beleuchtung in Verbindung mit Sammlerbatterien.

Eine vierte, sehr wichtige Gruppe bilden die selbsttätigen Hilfseinrichtungen, vertreten in erster Linie durch die Drehzahlregler der Turbinen und, in den neuen großen elektrischen Zentralen neuerdings vielfach durch die selbsttätige Spannungsregulierung, die trotz hoher Anschaffungskosten, infolge der außerordentlichen damit erzielbaren Entlastung des ohne sie sehr angestrengten Bedienungspersonals bzw. durch die erzielte Verbesserung der Stromabgabe sich rechtfertigt. Endlich die selbsttätigen Blitz- und Überspannungssicherungen der elektrischen Schalthäuser.

In diesem Zusammenhang sei auch noch erwähnt, daß man in sehr kleinen elektrischen Stationen, meist Werken von wenigen PS zur Lichtversorgung vereinzelter Gehöfte, auch

Digitized by Google

schon mehrfach mit gutem Erfolg einen jeder menschlichen Beaufsichtigung entbehrenden Betrieb durchgeführt hat. (Mit Ausnahme der natürlich nicht ganz zu vermeidenden, aber nur in langen Zwischenräumen, 8 bis 14 Tagen, vorzunehmenden Nachschau der Lager usw.) Beispiele sind mitgeteilt in Dingl. Polyt. Journal 1909, S. 822, El. World 1909, I, S. 1374, Houille Blanche 1910, Januarheft, und neuere, größerer Bedeutung besonders ausführlich von Ingenieur Reindl in Z. f. T. 1911, Nr. 10 ff.

Eine fünfte Gruppe von Hilfsanlagen dient in verschiedenster Weise der Reinlichkeit und Wohlfahrtszwecken. Hierher gehören die Druck- oder Saugluftanlagen zur Entstaubung der elektrischen Maschinen und die sehr wichtige Trinkwasserversorgung, für die vielfach mit Nutzen die vielleicht beim Ausschachten der Turbinenfundamente angeschnittenen Quellen gefaßt werden können, während das Triebwasser selbst, entweder wegen mangelnder Reinheit oder, bei Hochdruckanlagen, mit Rücksicht auf den Gefällsverlust selten benutzt werden kann. Außer zu Trink- und Reinigungszwecken findet das Wasser in den großen Zentralen auch sonst vielfältige Verwendung, z. B. zur Kühlung von Lagern, Spannungswandlern usw., für Wasserstrahlerder, wohl auch als Ersatz des teuren Öls, bzw. in Mischung mit demselben für die hydraulischen Druckübertragungsanlagen usw., was alles bei der Beurteilung des voraussichtlichen Wasserbedarfs berücksichtigt werden muß.

Digitized by Google

Anhang.

(Nachträge und Ergänzungen.)

Festigkeitsberechnung und allgemeine Anordnung von Freileitungen.

Nach den „Normalien für Freileitungen" (aufgestellt vom Verband Deutscher Elektrotechniker[1]) ist bei der Festigkeitsberechnung der Leitungen das eine Mal eine Temperatur von — 20° C ohne zusätzliche Belastung, das andere Mal eine Temperatur von — 5° C und eine Eisbelastung der Drähte im Betrage von $0{,}015 \cdot q$ in kg/m zugrunde zu legen, wobei q den Drahtquerschnitt in qmm bezeichnet. Für größere Spannweiten, über 100 m, ergibt in der Regel der zweite Fall die höhere Beanspruchung. (Der Einfluß der Temperatur ist nach der Anleitung auf S. 80 zu berücksichtigen[2]). Für die Berechnung der Standsicherheit der Masten in bezug auf Umkippen quer zur Leitungsrichtung ist Winddruck in Stärke von 125 kg/qm auf Masten und Leitungen (diese ohne Eisbelag gedacht) in Berücksichtigung zu ziehen. Dabei sind runde Flächen von Durchmesser d und Länge l mit $0{,}7 \cdot d \cdot l$ und bei Gittermasten die unter dem Wind liegende zweite Gitterfläche mit der Hälfte ihrer wirklichen Eisenfläche einzuführen. Eiserne Masten sind in Betonsockeln zu versetzen und deren Abmessungen sind nach der Kerntheorie so zu berechnen, daß, bei Berücksichtigung etwaiger Erdauflast, und in der Regel auch des passiven Erddrucks, die zulässige Beanspruchung des Baugrundes (2,5 kg/qcm bei gutem losem Baugrund) nicht überschritten wird.

Für die Masten kommen in der geraden Strecke und bei durchweg gleichen Spannweiten im gewöhnlichen Zustand (solange alle Drähte unversehrt sind) keine Biegungsbeanspruchungen in der Leitungsrichtung, vielmehr nur solche quer dazu und daneben die senkrechten Belastungen durch Eigengewicht und Gewicht von Leitungen mit Eisbehang in Frage. In der Tat begnügt man sich wohl überall mit dem Nachweis der Standsicherheit gegenüber diesen „gewöhnlichen" Beanspruchungen und verwendet leichtere, sogenannte Tragmasten, die in der Leitungsrichtung ein erheblich kleineres Widerstandsmoment als senkrecht dazu erhalten. In Winkelpunkten dagegen werden allseitig steife Eckmasten erforderlich, deren Standsicherheit besonders nachzuweisen ist. Solche schwereren Masten verwendet man ferner bei starkem Wechsel der Spannweiten als Abspannmasten. Soweit bei ihnen nicht — an Straßen-, Bahn-Telegraphenkreuzungen usw. — der völlige Bruch der Drähte eines Feldes angenommen werden muß, genügt es an sich, sie auf den größten bei wechselnder Temperatur eintretenden Unterschied der Drahtzüge benachbarter Felder zu berechnen. Diesen Unterschied kann man möglichst klein halten, wenn man es so einrichtet, daß bei der mittleren Temperatur, nicht etwa bei tiefster, die Drahtzüge gleich werden.

Um diese aus dem Wechsel der Spannweiten entspringenden unausgeglichenen Längszüge aufzuheben und auch im Hinblick auf die immerhin nicht ganz ausgeschlossene Möglichkeit des Drahtbruches, ordnet man überdies in der Regel etwa alle 1000 m einen der erwähnten Abspannmasten auch in ganz gerader Strecke an und bemißt ihn dann für den Fall völligen einseitigen Drahtbruches.

---

[1]) Dr. C. L. Weber, Erläuterungen zu den Vorschriften für Errichtung und Betrieb von Starkstromanlagen und -bahnen. Berlin 1912, bei Julius Springer.

[2]) Ein in verschiedener Beziehung noch bequemeres Rechnungsverfahren gibt Weil, Berechnung des Durchhangs von Freileitungen, Berlin 1910, bei Julius Springer.

Digitized by Google

Die aus wirtschaftlichen Gründen gebotene Scheidung zwischen Trag- und Abspannmasten führte, folgerichtig durchgedacht, zur Konstruktion besonders leichter, nur quer zur Leitungsrichtung selbständig standfester Tragmasten. Diese geben bei Drahtbruch in einem Feld dem einseitigen Zug nach, werden aber eben deshalb nicht geknickt oder gebrochen, weil sie durch ihr starkes Ausbiegen den Leitungsdurchhang so stark vergrößern, daß der Drahtzug genügend weit vermindert wird (S. 801).

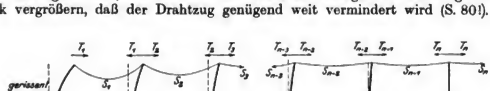


Abb. 1078.
(Abb. 1078, 1081/82 nach Kallir.)

Die durch den Drahtbruch hervorgerufene Störung im Spannungsgleichgewicht der Leitung pflanzt sich dabei naturgemäß über eine größere Anzahl von Feldern fort, so daß der unausgeglichene Zug sich auf eine Reihe von Masten verteilt.

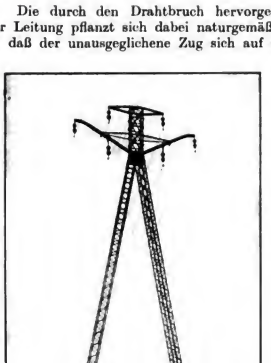


Abb. 1079. Tragmast.

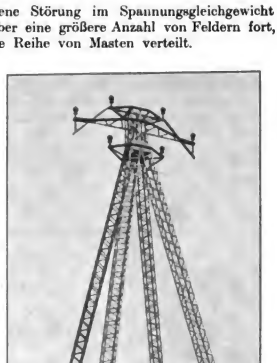


Abb. 1080. Abspannmast.

Abb. 1079/80. Masten der 50000 Voltleitung Trollhättan-Gothenburg.
(Wasserfalldirektion Stockholm.)

Der unmittelbar am Störungsfeld stehende Mast erleidet die größte Durchbiegung bzw. Beanspruchung (in der Regel 35 bis 45% des einseitigen Drahtzuges der ungestörten Leitung), der nächste Mast schon weniger und so fort, bis die Störung etwa beim sechsten bis siebenten Mast ausklingt (vgl. Abb. 1078). Der italienische Ingenieur

Digitized by Google

Semenza hat als erster eine große Hochspannungsleitung nach diesen Grundsätzen entworfen und erfolgreich gebaut[1]). Die theoretische Behandlung der interessanten statisch unbestimmten Festigkeitsaufgabe ist u. a. namentlich von Hawthorn und W. B. Morton[2]), A. J. Bowie[3]), A. P. Trotter[4]) und L. Kallir gefördert worden. Die untenstehende, für den praktischen Gebrauch besonders vorteilhafte Entwicklung ist dem Aufsatz von Oberingenieur Kallir in El. u. Maschinenbau, Wien 1908, Heft 12/13 auszugsweise mit freundlicher Bewilligung des Verfassers entnommen. —

In neuerer Zeit hat das Semenzasche Vorbild vielfach, namentlich in Italien, Amerika, Schweden (Trollhättan), auch in Deutschland (z. B. Beßwitz, S. 390) Nachahmung gefunden. Dabei ist man mit großem wirtschaftlichem Vorteil gleichzeitig zu immer größeren Spannweiten übergegangen.

Mastenentfernungen zwischen 120 und 200 m sind in den Hochspannungsleitungen der romanischen Länder und namentlich Amerikas schon ganz gebräuchlich[5]) und bewährt. Daß auch hier eine Grenze der höchsten Wirtschaftlichkeit bestehen muß, ist leicht einzusehen. Mit wachsender Spannweite nimmt allerdings die Zahl der Masten, mit Isolatorenzubehör und Grundentschädigungskosten für den km Leitungslänge ab. Zugleich aber wächst bei gleicher Drahtbeanspruchung der Durchhang und damit (6 m Mindestabstand vom Boden vorgeschrieben) die Masthöhe im quadratischen Verhältnis (S. 80). Auch wird der Mast an sich zunehmend stärker durch Drahtgewicht und Winddruck beansprucht.

Mit dem Übergang zu größeren Feldweiten schritt man gleichzeitig zu entwickelteren Mastkonstruktionen und baute statt der einfachen Vierkant-Gittermasten die verschiedensten Formen, mehr in die Breite entwickelte Turm- bzw. Wandmasten, die mit vollkommenster Baustoffausnutzung große Standfestigkeit verbinden. Interessante Vorbilder finden sich wieder in Amerika in besonders großer Anzahl (vgl. Anm. 1 und 5), in jüngster Zeit hat Schweden in der Leitung Trollhättan—Gotenburg (Abb. 1079/80) einen ganz eigenartigen, auch architektonisch sehr aussichtsvollen Typ geschaffen.

Berechnung nachgiebiger Freileitungsmasten

nach Kallir in El. u. Maschinenbau, Wien 1908, Heft 12 und 13.

Bezeichnungen:

Mastenentfernung in m	a
Länge der Drähte in gespanntem Zustand in m	l
Länge der Drähte in ungespanntem Zustand in m	l_0
Durchhang der Drähte in m	f
Spannung des einzelnen Drahtes im tiefsten Punkt in kg .	s
Entsprech. Beanspruchung in kg/qmm	σ
Elastizitätsmodul des Drahtmaterials	E
Querschnitt der Drähte in qmm	q
Durchmesser der Drähte in mm	d
Gewicht von 1 m Draht in kg . . . . . (hierzu ev. noch Wind und Eislast)	g
Gewicht von 1 m Draht von 1 qmm Querschnitt in kg . . (hierzu ev. noch Wind und Eislast).	γ

[1]) „Linee moderne" in Atti della Associazione Elettrotecnica Italiana 23. X. 1904.

[2]) On the deflexions caused by a break in an overhead wire carried on poles. Philosophical Magaz., London, Mai u. Sept. 1906.

[3]) „Strains in Pole Lines". El. World, 17. XI. 1906.

[4]) „On the construction of overhead el. Transmission Lines". Proc. of Instit. Civ. Eng. London, Bd. 169, S. 183 ff.

[5]) Vgl. z. B. Electrical World, Bd. 58. S. 1414, 1544; Bd. 59. S. 33, 96, 795, 1015 u. a. O. Trollhättan—Gotenburg hat normale Spannweiten zwischen 140 und 220 m.

Digitized by Google

Grundlegende Beziehungen (S. 80) (bei gleichbleibender Temperatur):

$$l = a + \frac{8 f^2}{3 a} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

$$f = \frac{g a^2}{8 s} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

$$l = l_0\left(1 + \frac{\sigma}{E}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

Die elastische Durchbiegung ist $= \delta_x = K \cdot T_x$ (K_1 = Mastkonstante).

Graphisches Verfahren:

Aus Gl. 1, 2, 3 folgt:

$$l = l_0\left(1 + \frac{\sigma}{E}\right) = a + \frac{g^2 a^3}{24 s^2} = a + \frac{a^3 \gamma^2}{24 \sigma^2} \quad \ldots \ldots \quad (10)$$

$$l_0\left(1 + \frac{\sigma}{E}\right)\sigma^2 - a\sigma^2 = \frac{a^3 \gamma^2}{24} \quad \ldots \ldots \quad (11)$$

letztere Gl. muß für zusammengehörige Werte a und σ stets erfüllt sein (bei gleicher Temperatur).

I. Zeichne die Kurve: $\frac{a^3 \gamma^2}{24}$ für Werte von a, die einige Dezimeter unter den Anfangswert a_0 heruntergehen.

Hierauf ziehe für verschiedene Werte σ_x von σ die Linie $a\sigma_x^2$ und eine Parallele dazu im Abstand

$$l_0\left(1 + \frac{\sigma}{E}\right)\sigma_x^2,$$

also durch einen Punkt, dessen Abszisse a und dessen Ordinate

$$l_0\left(1 + \frac{\sigma_x}{E}\right)\sigma_x^2 - a\sigma_x^2 \text{ ist.}$$

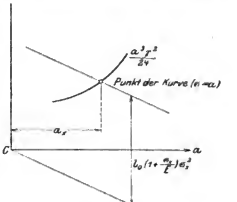


Abb. 1081.

Der Schnittpunkt dieser Linie mit der Kurve $\frac{a^3 \gamma^2}{24}$ gibt den zu σ_x gehörigen Wert a_x.

Durch dieses Verfahren erhält man für verschiedene nahe zusammenliegende Werte a rasch die Hilfslinie $\sigma \sim a$ der Abb. 1082.

Sodann ermittle man für den angenommenen Tragmasttyp die wagrechte Durchbiegung δ_1 der Spitze, die einer Drahtbeanspruchung σ_1 entspricht, und zeichne (Abb. 1082) die Hilfslinie $\delta = \sigma \cdot \frac{\delta_1}{\sigma_1} = K \cdot \sum q \cdot \sigma$. Die kleinste Tragmastausbiegung tritt dann ein, wenn die Leitungen des zweitnächsten Feldes von einem Abspannmast weg reißen. Sie ist in Abb. 1082 einfach bestimmt durch den Schnitt der Antiparallelen AA' zu OA mit der Kurve ($\sigma \sim a$). Hierbei ist die Mastdurchbiegung, weil der nächste Mast als Abspannmast nahezu vollkommen steif zu denken ist, gleich der eintretenden Spannweitenänderung. Weniger einfach ist die Ermittlung der größten Mastdurchbiegung im Falle der Zerstörung eines beliebigen Feldes „1“ (Abb. 1079).

Zur Auflösung nimmt man versuchsweise einen Wert $\delta_1 > \delta_{1\,\min}$ an, geht in Abb. 1082 von dem dadurch bestimmten Punkt A_1 wagrecht herüber in die Kurve ($\sigma \sim a$), und überträgt den dort abzugreifenden Wert ε_1 nach links, nach $A_1 - B_2$. Dann trägt man in O_1 eine Parallele zu OA an, bringt sie mit dem Lot durch B_2 zum Schnitt in A_2 und greift auf der Wagrechten durch A_2 rechts wieder eine Strecke ε_2 ab, die man wiederum nach links von A_2 aus überträgt. So fährt man fort, bis man

Digitized by Google

mit der Strecke $A_n B_n$ entweder über die Senkrechte O-Y oder die Wagrechte „σ_{normal}" hinausgerät. Die ursprüngliche Wahl von ε_1 ist die gesuchte Lösung, wenn es gelingt, einen Punkt B_n gerade auf den Schnittpunkt OY und „σ_{normal}" zu bringen. Dies wird, wenn nicht zufällig im ersten Versuch, nach ganz wenigen weiteren Proben genau genug gelingen.

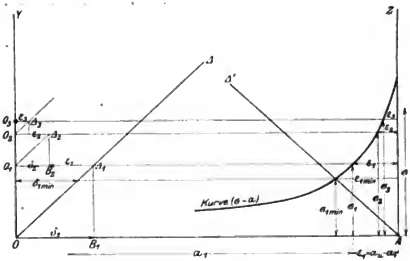


Abb. 1082.

In ähnlicher Weise läßt sich der Fall nur teilweisen Drahtbruchs, auch bei ungleichen Spannweiten, behandeln; vergleiche die grundlegende Arbeit von Kallir.

Zu Text S. 11.

Durchschnittliche Tilgung, Abschreibung, Erneuerung und sonstige Rücklagen einiger Wasserkraftunternehmungen.

Lechelektrizitätswerke A.-G., Augsburg 1903—09 . . .	**1,69 %**
Wangen a. A., 1905—11	**0,52 %**
Bernische Kraftwerke, 1903—10	**2,75 %**
Kraftübertragungswerke Rheinfelden, A.-G 1907	
Tilgung und Reservefond . . .	**0,33 %**
Abschreibungen	**1,86 %**
im ganzen	**2,19 %**
Kanton Waadt 1907/08	
Tilgung (statutarisch)	**1,00 %**
Reserven und Abschreibungen .	**2,00 %**
im ganzen	**3,00 %**

Zu S. 14.

Kosten der Unterhaltung und Ausbesserung in Wasserkraftwerken.

Kubelwerk (S. 668.) einschl. Fernleitungen.	a) In v. H. des betr. Anlagewertes	b) In Pfg. je erz. KWstd
1901/02	0,24	0,24
1902/03	0,27	0,25
1903/04	0,73	0,56
1904/05	0,57	0,42
1905/06	0,35	0,28
1906/07	0,54	0,33
1907/08	0,60	0,40
1908/09	0,59	0,33
1909/10	0,81	0,42
Durchschnitt 1901—1910	0,55	0,367

Digitized by Google

Bernische Kraftwerke A.-G. (Betriebskosten inbegriffen!)
(Kander- und Hagneckwerk.) (1. Wasserkraftanlagen allein, 2. Netz allein.)

1909	1) 1,66	0,27
	2) 2,39	0,25
1910	1) 1,29	0,29
	2) 2,84	0,27
1911	1) 1,53	0,35
	2) 2,91	0,35

Zu Text S. 14.

Betriebskosten großer Dampfzentralen.

	Waldenburg Überlandzentrale im oberschlesischen Industriegebiet in unmittelb. Nähe zweier Kohlenzechen gelegen. 1909/10	**Oberschles. Elektrizit.-Werke** 1910	**Essen a. Rh.** Westfälisches Verbands-Elektr.-Werk 1910/11	Städt. Elektr.-Werk **Mülhausen** 1909/10	Städt. Elektr.-Werk **Mannheim** 1910
Vorhandene Maschinenleistung in KW	7850	35000 2 Werke mit zus. 23 Maschinen	22400	11800	6600
Arbeitserzeugung in Mill. KWstd	21,041	84,042 Nutzabgabe!	100,068	17,30	12,887
Kohlenverbrauch für die erzeugte KWstd kg	1,16 Staubkohle und Grus 1,28 Kohlenschlamm, im ganzen 2,44	—	1,10	1,15 Ruhrkohlen	1,27 Ruhrkohlen
Kohlenkosten für die erzeugte KWstd Pfg. (einschl. Speisewasser, aber ohne Schmier- und Putzmittel)	1,13	0,73	1,37	2,28	2,19
Kohlenpreis frei Werk M/t	—	5,10	—	19,36	—
Summe d. Betriebskosten, allg. Verwaltg., Gehälter u. Löhne, Unterhaltung, Kohlen u. sonst. Betriebsmittel Pfg. für die erzeugte KWstd	**3,26**	**2,05** (bei Annahme von 15% Verlust zwischen Zentrale und Unterstation für die ers. KWstd: **1,74**)	**2,35**	**4,00**	**4,07**

Neuere Entwicklung der Betriebskosten großer Dampfzentralen.

Betriebsmittelkosten der erzeugten KWstd (a) in Pfg/KWstd (einschließlich Schmier- und Putzmittel).
Gesamte direkte Betriebskosten der nutzbar abgegebenen KWstd (b) in Pfg/KWstd.
Kohlenpreis frei Werk (c) in Mark/t.

	1904/05	1905/06	1906/07	1908/09	1909/10	1910/11	
Oberschlesische Elektrizitätswerke (Zechenzentralen)	**0,81**	**0,74**	**0,89**	**0,83**	**0,79**	**0,73**	a
	3,21	2,73	2,75	2,42	2,27	2,05	b
	?	3,08 (!)	4,22 (!)	4,91 (!)	5,25 (!)	5,10 (!)	c
Dortmund Westfäl. Verb.-E.-W.	—	—	—	—	**1,43**	**1,40**	a
	—	—	—	—	2,73	2,72	b
	—	—	—	—	12,75	12,75	c

Digitized by Google

Neuere Entwicklung der Betriebskosten großer Dampfzentralen.

(Fortsetzung.)

	1904/05	1905/06	1906/07	1908/09	1909/10	1910/11	
Straßburg i. E.	**2,91**	**2,76**	**2,54**	**2,93**	**2,49**	**2,10**	a
	—	—	—	10,18	8,21	10,84	b
	—	18,65	18,65	20,61	20,00	19,65	c
Mülhausen i. E.	**2,40**	**2,41**	**2,56**	**2,69**	**2,38**	—	a
	5,99	5,40	5,49	5,14	4,84	—	b
	—	20,26	21,19	22,03	19,36	18,42	c
Städt. E.-W. **Mannheim**	—	**2,70**	**2,21**	**2,75**	**2,35**	**2,28**	a
	—	5,96	5,72	6,62	5,91	5,40	b
	—	17,62	17,63	18,20	16,95	17,23	c

Entwicklung des Kohlenverbrauchs und der Kohlenkosten im Städtischen Elektrizitätswerk Frankfurt a. M. Zentrale I

(nach Mittlg. der Direktion).

Betriebsjahr	Durchschnittl. Kohlenpreis frei Werk M/t	Durchschnittl. Kohlenverbrauch in kg/KWstd.erz.	Durchschnittl. Aufwand für Brennmat. in Pfg/KWstd.erz.
1899/1900	—	—	3,78
1900/01	—	—	4,25
01/02	—	—	3,20
02/03	—	—	2,67
03/04	16,70	1,48	2,47
04/05	15,50	1,48	2,20
05/06	16,30	1,40	2,28
06/07	17,51	1,39	2,45
07/08	19,10	1,50	3,04
	Anschaffung einer neuen Dampfturbine von 5000 KW.		
08/09	20,20	1,10	2,24
09/10	17,80	1,08	1,94
	Anschaffung einer zweiten großen Dampfturbine.		
10/11	16,80	0,98	1,65

Zu S. 21.

Stromverbrauch auf den Kopf der Bevölkerung.

Der Stromverbrauch auf den Kopf der Gesamtbevölkerung der versorgten Gegend ist in erster Linie von dem Grade der Industrialisierung, aber auch sehr von Tarifpolitik und Lebenshaltung abhängig.

Hier einige Zahlen:	Zentralenerzeugung in KWstd/Kopf
Stadt Aachen 1908	**60**
Stadt Mannheim 1910	**69**
Lacs de Joux et de l'Orbe 1908	**195**
Westfäl. Verbands-Elektrizitätswerk Dortmund 1910 .	**170**
Nutzabgabe:	
Landwirtschaftliche Überlandnetze im allgemeinen	**20—25**
Oberschlesische Elektrizitätswerke 1910:	**140**

Digitized by Google

Tarife bestehender Elektrizitätswerke.

Werk	Lichtstrom			Kraftstrom	
	Tarif Pfg/KWstd	Bemerkungen		Tarif Pfg/KWstd	Bemerkungen
Frankfurt a. M.	**50** **40**	f. d. ersten 3000 KWstd/Jr für den Rest	Städt. Werk, Dampfzentrale	**25** **15**	Winters in Sperrzeit sonst Staffeln derart, daß z. B. Großabnehmer mit 100000 KWstd/Jr **9—8** Pfg. durchschnittl. zahlen
Stuttgart	**60** **40**	in der Sperrzeit außerhalb Sperrzeit	Städt. Werk mit Wasserkräften	**40** **18** **12**	in Sperrzeit sonst gestaffelt bis zu für Rest oberhalb 90000 KWstd/Jr
Aachen	**55** **25**	f. d. ersten 250 KWstd/Jr für den Rest	Städt. Werk mit Hilfsbezug ab Urfttalsperre	**30—13** **15—8—6** **10**	Staffeltarif für Abends Staffeltarif für Tags, Stufen von 5000—40000 KWstd/Jr Rest: **6** für das Kleingewerbe mit Bedingung: „tunlichst Tags"
Mannheim	**50** **22**	Staffeltarif bis herab zu für Überschuß über 24000 KWstd/Jr	Städt. Werk mit Dampfkraft	**20—7**	Staffelt. nach Verbrauch von 10000—200000 KWstd/Jr, außerdem Betr.-Stdn.-Rabatt 5—30 %. Hochspannungskraft weitere 15 %. Durchschnittspreis keinesfalls niedriger als: **7**
Freiburg i. Br.	**40** **19**	Staffeltarif bis zu f. Rest üb. 60000 KWstd/Jr z. B. bei 100000 KWstd/Jr, im Durchschnitt: **22,4**	Städt. Werk mit Dampfkraft	**20—8**	Staffelt. Rest über 60000: **8**, z. B. bei 100000 KWstd/Jr Durchschnitt: **9,7** Pfg.
Kreis Schleiden (bei Aachen) **Kreis Düren**	**40** **25**	Staffeltarif bis zu f. Rest üb. 5000 KWstd/Jr, b. Abnahme als Hochspannungsstrom (5000 Volt) 20 % Rabatt, Batterieladung zum Kraftpreis	Gemeinnützige Kreisunternehmungen, Kraft ab Urfttalsperre bezogen	**35—7**	Leistungsstufen 5—100 KW und Verbrauchsstufen 3000—44000 KWstd/Jr Hochspannungsstrom (5000 Volt): **25—6**, bei Minimalabnahme-Garantie: 30 % Rabatt, z. B. 50 KW, 5000 Volt, Garantie 120000 KWstd. (2400 Betriebsstunden): durchschnittlich **6,67** Pfg. bei 200000 KWstd: **6.56**
Ladenburg	**50**	Staffelrabatt: 10 % bei 200 bis 400 Stdn., bis 50 % bei 1500—2000	Dampfwerk, private Überlandzentrale	**20**	Grundpreis. Staffeln **18—12** für über 150 bis über 1500 KWstd/Monat, außerdem Benütz.-Dauerrabatt 10—30 % bei 1000—3000 Stunden

Digitized by Google

Tarife bestehender Elektrizitätswerke. (Fortsetzung.)

Werk	Lichtstrom			Kraftstrom	
	Tarif Pfg/KWstd	Bemerkungen		Tarif Pfg/KWstd	Bemerkungen
Vevey Montreux	40	daneben pauschal 1,2 bis 0,95 M/Jr-Kerze bei 200 und 1000 Stunden	Städt. Werk mit Wasserkraftzentrale	6,7—3,6 3,2—1,9 12—9	pauschal: 11stündige Kraft: **200—122** M/PS/Jr von 1—200 PS entspricht bei 3000 Betr.-Stunden etwa: 24stündige Kraft **250—150** M/PS/Jr entspricht bei 7200 Betr.-Stunden etwa: Tageskraft und Kleingewerbe: **97—81** M/PS/Jr entspricht bei 800 Betr.-Stunden etwa:
Usine des Clées (Yverdon)	45	pauschal 0,8—2,4 M/Jr-Kerze entspricht etwa:	Gemeindeverbandswerk, Wasserkraftzentrale	18—12 9—6	pauschal: 10stündige Kraft **195—130** M/PS/Jr von 1—28 PS entspricht bei 1500 Betriebsstunden: bei 3000 Betr.-Stunden:
Elektra Birseck	28 12	Staffelt. zwischen 100 und 1000 KWstd/Jr Rest:	Stromabsatzgenossenschaft, Hauptkraft ab Wangen a. A. (Wasserkr.) eigene Wasser- u. Dampfkraft	12 4 8,5—5,5 6,1—4,0	Staffeltarif von 100—30000 KWstd/Monat bis Auch pauschal nach Berufsklassen und Größen: z. B. kleine Gewerbetreibende mit 1500 Std. maximal **126—72** M/PS/Jr entspricht günstigenfalls: Normale Fabrik mit max. 3000 Betr.-Stdn.: **184—104** M/PS/Jr entspricht bestenfalls:
Kubelwerk	40		A.-G. Überlandzentrale, Wasserkraft	16 14,4—6,5 9,7—3,7	für Kleinmotoren unter 1 PS entspr. Pauschaltarif (A) für 3000 Betr.-Std. Tageskraft (B) für Motoren unter 10 PS. Tarif C: Grundtaxe und 4 Pfg. Verbrauchsgebühr für 1—50 PS Motor entspricht 11,8—7,6 Pfg/KWstd bei 3000 Betr.-Stunden. (Das Werk bedient hauptsächlich Kleinmotoren der Stickereiindustrie.)

Digitized by Google

Waldenburg	**50**	Rabatt nach Geldbetrag 5—35 % von 100—10000 M/Jr	Niederschles. Elektrizitäts- und Kleinbahn A.-G., große Überlandversorgung, Dampfzentrale an 2 Kohlenzechen	**15** **9,7—7,3**	Rabatt wie für Licht. Pauschal: bei 1 PS: **215** M/PS/Jr Pauschal: bei 50 PS: **164** M/PS/Jr entspricht:
Oberschlesische Elektr.-Werke	**40** **4**	die ersten 500 Betr.-Stdn. Rest:	Große Überlandversorgung, 2 Dampfzentralen bei Kohlenzechen	**20** **3,6**	die ersten 500 Betr.-Stdn.: **40**, Rest: **4**, i. g. höchstens: Großabnehmer bis herunter zu etwa:
Provinzial-Elektr.-Werk Schlesien	**40** **21**	Staffelt. von 500 bis über 8000 KWstd/Jr für den Rest	Staatsunternehm. Wasserkraftanlage bei Markliesa und Mauer (Talsperre)	**14—4,5**	für Motoren unter 40 KW gestaffelt von 500 bis über 176000 KWstd/Jr, für größere Motoren Hyperbeltarife mit Durchschnittspreisen von **7,1** bei 3000 Betr.-Stunden bis **5,5** bei 8760.
Gosauwerke	**68** **34**	f. d. ersten 300 KWstd/Jr für den Rest	A.-G. Stern & Hafferl, Wasserkraftzentralen	**11,5—8,5** **3,4** **2,8**	pauschal: Kleinmot. unter 4 PS **205** M/PS/Jr, für 8760 Betr.-Std. = **3,8** Pfg., **128** M/PS/Jr, für 3000 Betr.-Std. = **5,7** Pfg/KWstd. Kleinmotoren mit geringer Benutzung: **34—25** M/PS/Jr entspr. bei 300 Betr.-Stunden z. B.: Großkraft: 12stündig an 300 Tagen: desgl. 24stündig an 300 Tagen:
Beßwitz (Pommern)	**30**		Landwirtschaftl. Stromabsatzgenossenschaft kleinen Umfangs, bezieht Kraft ab Wasserkraftanl.	**20** **15**	Staffeltarif von 2400 bis über 12000 KWstd/Jr für den Rest (Nichtgenossen je 2 Pfg. mehr)
Lottin (Westpr.)	**30**		Landwirtschaftl. genossenschaftliche Wasserkraft-Überlandzentrale, klein	**25—15** **10**	Landwirtschaft: in Staffeln von unter 100 bis über 2000 KWstd/Monat: Gewerbe:
Società Lombarda				**8,6—4,0** **4,5—2,1**	pauschal: 300tägig 11stündiges KW zu **283—243** M/KW/Jr für 5—10 KW Leistung abgestuft bis zu: **130** M/KW/Jr für 250—300 KW entspricht: 300tägig, 24stündig, Aufschlag um **32,5** M/KW/Jr entspricht:

Digitized by Google

Noch einige Bezugspreise von Großabnehmern für Nutzabgabe,

hochspannungseitig in der Abnahmestation:

Abnehmer:	Lieferant	Betriebsjahr	Millionen KWstd	Pfg/KWstd
Stadt Zürich	El.-Werk Beznau a. A.	1908	8,097	**3,22**
Stadt Zürich	El.-Werk Beznau a. A.	1909	9,660	**3,25**
Stadt Bern	Bernische Kraftwerke	1909	5,8	**2,55**
Kanton Schaffhausen	Beznau a. A.	1910	3,411	**3,55**
Kreis Schleiden Stadt Aachen Kreis Aachen-Land Kreis Düren	Werk Heimbach an der Urfttalsperre	1910	im ganzen rund 21,0	**3,70 und 4,00** mittelspannungsseitig
Elektra Birseck	Wangen a. Aare	1910	rd. 5,0	**3,25—4,05**
Stadt Genf	Werk Chèvres a. Rhône	1908	7,671 Nutzabgabe ins Netz	**5,70**
Elektrotechnische Fabrik Chèvres (Bedarf anpassungsfähig zwischen 4000 und 1000 PS)		1908	16,705	**0,74** Ausnütz.-Ziffer: 0,67

Zu Text S. 88.

Verfügbare[1]) Wasserkräfte und wirklicher Kraftbedarf einiger Länder.

	PSJr.	PSJr. / qkm	PSJr. / 1000 Seelen
Großherzogtum Baden	480 000	31,5	265
Königreich Bayern[2])	1 000 000	13	170
Deutschland im ganzen etwa	—	—	30
Österreich-Ungarn[3])	—	—	130
Frankreich	—	—	150
Italien	—	—	170
Schweiz	—	—	460

Zum Vergleich:

Dampfkraft in Preußen (nach Dr. C. Ballod, Berlin 1906).

Vorhandene Gesamthöchstleistung . **4 430 789** PS
Ausgeübte Leistung während durchschnittlich etwa 3500 Betr.-Std. . 3 164 802 PS = **1 260 000** PSJr.
Einwohnerzahl (1905) rd. 35,5 Millionen.
Flächenmaß: 348 438 qkm.

Also verwendete Dampfkraft in Preußen: **3,60** PSJr/qkm = **35,5** PSJr. auf 1000 Seelen.

---

[1]) Verfügbar = nach generellen Erhebungen technisch ausnutzbar, nicht ohne weiteres durchweg wirtschaftlich ausbauwürdig (vgl. Beiträge XIV).
[2]) Achtmonatige Wassermengen nach Wasserkräfte Bayerns geschätzt.
[3]) Diese und die drei folgenden Zahlen nach Rehbock.

Digitized by Google

Dieselben Zahlen
(mit Annahme einer Betriebsdauer von 5000 Stunden)
für Provinz Westfalen und Rheinlande.

	Westfalen	Rheinland
Vorhandene Gesamthöchstleistung PS	1 162 844	1 303 790
Ausgeübte Leistung während schätzungsweise 5000 Betriebsstunden, geschätzt nach obigem Wert, PS	850 000	960 000
Entsprechende Arbeit PSJr.	480 000	545 000
Einwohnerzahl (1905)	2 700 000	5 106 000
Flächenmaß qkm	20 207	26 992
Spezifischer Verbrauch:		
PSJr/qkm	**23,5**	**20,4**
PSJr/1000 Seelen	**178**	**106**

Zu S. 78 u. 186.

Angaben über Verteuerung von Drehstromerzeugern durch Ausführung für „abnormale" Spannungen.

1. Leistung		500	1500	3000	KW
2. Umdrehungen in d. Min.		100—750	80—600	60—500	
3. „Normale" Spannung	von	500	500	500	Volt
	bis	2000	2000	2000	
4. Niedrigere Spannungen und entsprechende Verteuerung gegenüber Ausführung mit „normaler" Spannung	a) von	500	500	500	
		0 %	2 %	4 %	Verteuerung
	bis	200	200	200	
	b) von	200	200	200	
		2 %	4 %	6 %	„
	bis	50	50	50	
5. Höhere Spannungen und entsprechende Verteuerung gegenüber Ausführung mit „normaler" Spannung	a) von	2000	2000	2000	
		2 %	2 %	2 %	„
	bis	5000	5000	5000	
	b) von	5000	5000	5000	
		4 %	4 %	4 %	„
	bis	10000	10000	10000	
	c) von	10000	10000	10000	
		4 %	4 %	4 %	„
	bis	15000	15000	15000	

Zu S. 145.

Hydraulische Parallelschaltung ungleich hoch liegender Talsperren.

In neuerer Zeit hat man mehrfach mit besonderem Vorteil mehrere Talsperren zu gemeinsamer Speisung eines Kraftwerkes zusammengefaßt. Entweder durch gemeinsamen Verbindungsstollen (Abb. 57, Murgwerk) oder durch Vereinigung der Druckrohre (Lassing und Erlauf im Werk Wienerbruck), vgl. auch S. 127. Es liegt auf der Hand,

Digitized by Google

daß die Rücksicht auf derartige Möglichkeiten einen wichtigen Entscheidungsgrund bei der Auswahl der Sperrstelle und der Feststellung der Stauhöhe abgeben kann. Nicht oft werden dabei die Geländeverhältnisse so glücklich liegen, daß man wie beim Murgwerk zwei verhältnismäßig gleich günstige Sperrstellen mit gleichem oberem und unterem Stauziel herausfindet. Eher wird sich wie beim ferner geplanten Ausbau dieser Anlage (Murgwerk 1912) herausstellen, daß man in einzelnen (den „zu niedrig" gelegenen Talsperren) einen an sich unwirtschaftlich großen unausnützbaren unteren Stauraum bekommt, wenn man die Sperren im gefüllten Zustande will unmittelbar verbinden können. Im angeführten Falle bleiben zum Beispiel von dem im oberen Murgtal geplanten Obertalbecken rd. 19 Millionen cbm Stauraum von im ganzen 74,4 unbenutzbar, die unterhalb des Tiefstspiegels der Raumünzbach- und Schwarzenbachsperre (Abb. 57) liegen.

Das nächstliegende Mittel, den Druckstollen tief genug zu legen, um nach Erschöpfung der höher gelegenen Becken diese der Reihe nach abschließen und nun den Restinhalt der tiefer gelegenen Sperren nach und nach abmahlen zu können, ist nicht immer anwendbar. Wenn z. B., wie im Falle des Murgwerkes, die tiefer gelegene Sperre am weitesten vom Kraftwerk zurück liegt (Verbindungsstollen 8,0 km lang), so wird man, um den verbindenden Druckstollen möglichst gut ausnützen bzw. seinen Querschnitt klein halten zu können, das Wasser aus der zu hinterst gelegenen Sperre möglichst gleichmäßig auf die 24 Tagesstunden verteilt abfließen lassen wollen. Das hat aber wiederum bei ungleichmäßigem Kraftbedarf (Spitzenbetrieb) zur Voraussetzung, daß man die weiter „vorn" gelegenen Sperren dabei als Tagesausgleichweiher ausnutzen kann. Außerdem würde man auf alle Fälle die Zuflüsse der höher gelegenen Talsperren nur mit dem geringeren Gefälle der „tieferen" Sperren, also ungünstig, ausnutzen können.

Für derartige Fälle hat man wohl schon vorgeschlagen an den „tieferen" Sperren Pumpwerke anzulegen, um den Restbestand auf die Höhe des unteren Stauziels der höher gelegenen Stauseen zu heben. Die Ausführung könnte etwa nach dem Vorbild einer aus anderen Gründen beim Löntschwerk erstellten schwimmenden Pumpenanlage erfolgen (S. 716). Aber dieses Auskunftsmittel hat immerhin das gegen sich, daß es in Anlage und Unterhaltung ziemlich kostspielig ist und die Einfachheit des Betriebes und damit seine Sicherheit etwas beeinträchtigt. Der Verfasser d. B. möchte als Ersatz einer solchen maschinellen Wasserhebung für geeignete Fälle die Ausnutzung der Strahlpumpenwirkung vorschlagen (vgl. S. 177 ff. und Abb. 1882. Der Druckstollen wäre unter den tiefsten Betriebsspiegel der „tieferen" Sperre zu legen, und beim Anschluß der „höheren" Sperren wäre die Strahlpumpe in Gestalt einer beiderseits sanft übergeführten Einschnürung mit am Umfang angeordneten Saugdüsen oder -löchern anzuordnen. Die Ausführung könnte in Eisen oder Eisenbeton in verschiedenen Formen (vgl. Abb. 74, 77) erfolgen. Der Wirkungsgrund einer derartigen Strahlpumpe dürfte bei den günstigen Verhältnissen (vergleichweise geringen Druckunterschieden) hoch, etwa zu 50 bis 60% anzunehmen sein (vgl. S. 179).

Die Betriebsführung müßte bei dieser Bauweise allerdings gegenüber dem oben umrissenen Plan geändert werden. Eine unmittelbare Wasserhebung in die tiefer gelegenen Talsperren ist mit der Strahlpumpe nicht zu erreichen, vielmehr lediglich bei gleichzeitiger Wasserabgabe aus den „tieferen" und „höheren" Talsperren eine Erhöhung des Nutzdruckes am Wasserschloß auf ein „mittleres" Gefälle. Daher müßte man den Betrieb daraufhin einrichten, die „tiefer" gelegene Talsperre von einem gewissen Zeitpunkt ab vor den andern voraus abzusenken, um in jenen bis zum Ende der Wasserklemme den für den Betrieb der Strahlpumpe und die abendliche Spitzenleistung erforderlichen Wasservorrat zu erhalten. Dies wird unter Umständen darauf hinauslaufen, daß man den Verbindungsstollen nicht so gleichmäßig ausnutzen, bzw. seinen Querschnitt etwas größer machen muß, als es bei Verwendung eines maschinellen Pumpwerks nötig wäre. Diese Fragen wären im gegebenen Falle durch Aufstellung genauer vergleichender Betriebspläne und Kostenanschläge aufzuklären.

Digitized by Google

Zu S. 192.

Ausgeführte vorgeschobene Spitzenweiher.

Im Felshang ausgesprengte Spitzenweiher haben das Lanzowerk bei Turin (Sachverz.!) und das Sill-Rutzwerk bei Innsbruck, beides übrigens keine Talsperrwerke.

Der Weiher des Lanzowerkes faßt 50000 cbm (Nutzgefälle 160 m), derjenige des Sillwerkes (Nutzgefälle 182 m) 57000 cbm. Letzterer hat 6313 qm Grundfläche und 9,1 m Wassertiefe und wurde erst nachträglich (1911) angelegt, als das Sillwerk durch die Angliederung der Rutzzuleitung (ähnlich wie Kanderwerk, Abb. 685) erweitert wurde. Die Höchstleistung des Sillwerkes wurde durch Schaffung dieses Weihers, der durch zwei besondere Druckrohre arbeitet, von rd. 12000 auf 21000 KW gesteigert (Z. Oest. Ing. Arch. Ver. 1912 S. 480).

Vorgeschobene Weiher in Stollenform haben: das Biaschinawerk und das Werk Kandergrund, letzteres in aufgelöster Gestalt, mit 4 Querstollen (Schweiz. Ww. 1911 Nr. 1).

Zu Text S. 639.

Talsperre bei Mauer.

Der dort wiedergegebene ursprüngliche Bauplan ist bei der Ausführung (1912) verlassen worden. Das Krafthaus steht jetzt unmittelbar am Mauerfuß und die durch die Mauer nach Abb. 420 geführten vier Kraftwasserrohre sind strahlenförmig nach seiner Hinter-Langseite zusammen- und unmittelbar nach je einer Turbine geführt. Der hochragende Schalthausbau ist vor die rechte Hälfte der luftseitigen Langseite angebaut. Welche Gründe entgegen den auf S. 639 ausgeführten zu dieser Planänderung geführt haben, ist unten, S. 1356, angedeutet.

Zu S. 826.

Schützenwehre.

In Amerika hat man mit gutem Erfolg den Versuch gemacht, die Eisenbetonweise auch für die Herstellung der beweglichen Verschlußtafeln nutzbar zu machen. Am Granit Reefwehr (Abb. 630) sind zwei Schützen von je 2,4·4,5 m Staufläche als flache Eisenbetonkappen mit einer Schutzhaut aus Gußeisen auf der Oberwasserseite im Gebrauch. Die Zuggurte sind mit Bandeisen bewehrt. Jede Schütze wiegt 13 t oder 1200 kg/qm. Sie ist also, wie wohl zu erwarten, erheblich schwerer als rein eiserne Schützentafeln (Tabelle 6, S. 874) und verlangt daher stärkere Aufzugvorrichtungen. Dafür wird sie aber in der Herstellung und ganz erheblich in Unterhaltung billiger sein. Nachdem man neuerdings mehrfach mit bestem Erfolg dünnwandige Schiffsgefäße aus Eisenbeton hergestellt hat, ist in der Tat anzunehmen, daß sich auch für kleinere Schützen die Eisenbetonbauweise bewähren wird; für große Tafeln wären wohl die Schwierigkeiten der Montage, bzw. der Anfertigung am Ort bei den bedeutenden Gewichten zu groß.

Zu Text S. 950.

Dichtung der Talsperre bei Tambach.

Bei der Talsperre der Stadt Gotha bei Tambach überzeugte man sich erst nach Fertigstellung des Bauwerks von dem Vorhandensein zahlreicher Versickerungsstellen, die anfänglich mehrere hundert Sekundenliter Wasser an beiden Hängen austreten ließen. Der Untergrund bestand aus Konglomerat im Rotliegenden mit wagerechten Klüften. Soweit diese letzteren sichtbar am oberwasserseitigen Hang austraten, hat man sie durch Aufsetzen gemauerter Schächte und Einfüllen von flüssigem Zementbrei zu dichten vermocht. Die Mehrzahl der Klüfte mußte aber durch Niederbringen von 12,5 bis 18,5 cm weiten Bohrlöchern erst aufgesucht werden. Man hat dabei wieder

Digitized by Google

durch Eingießen von Zementbrei von oben nach unten fortschreitend die vom einzelnen Bohrloch nacheinander aufgefahrenen Klüfte zu dichten vermocht. Die Löcher erreichen dabei Tiefen von 13 bis 30 m. Der Zementverbrauch in den einzelnen Löchern bewegte sich zwischen 80 und 1530 Sack. Durch nebenhergehende Farb- und Salzhöllensteinversuche (Salzzusatz zum Wasser und an den vermuteten Auftrittsstellen Zusatz von Höllensteinlösung bis zum Auftreten wolkiger Trübung) wurde der Erfolg der Arbeiten nachgeprüft und die Richtung für weiteres Vorgehen gefunden. Als zuletzt auch der chemische Nachweis versagte, bediente man sich mit großem Erfolg zur Auffindung der noch vorhandenen Wasseradern der Wünschelrute. (Ausführliche Beschreibung der Arbeit in J. f. Gasbel. u. Wv. 1912, S. 561 ff.)

Zu Text S. 975.[1])

Aufgelöste Staumauern.

In dem, das Möhnebecken im oberen Teile überquerenden Stockumer Damm wurde 1912 ein Regulierwehr von 65 m Länge und 15 m Höhe in der Pelletrau'schen Grundform angelegt. Es hat 5 Öffnungen mit 12,5 m Pfeilermittenabstand. Die Pfeiler sind 2,0 bis 3,2 m stark und in der Längsansicht als Trapeze von 5,0 auf 9,5 m Seitenlänge angelegt. Sie tragen die Straßenbrücke in Eisenbeton. Die Stauwand ist an der Wasserseite senkrecht und nahezu eben, im Querschnitt trapezförmig mit 3,8 m Fuß- und 1,1 m Kronenstärke mit aufgesetzter halbrunder Überfallquaderleiste und an der Luftseite im Grundriß nach Fugenradien von 8,3 m gewölbt. Die verhältnismäßig geringe Stauhöhe mag die senkrechte Gewölbeanordnung rechtfertigen; bei größeren Stauhöhen wäre zweifellos die Ambursenform auch bei Ausführung in Mauerwerk vorzuziehen gewesen.

Die Ausführung der Pfeiler und Widerlager erfolgte in Schichtenbruchsteinmauerwerk (2700 cbm) mit Zementtraßmörtel $^1/_2$ Rtl. Z. + $1^1/_2$ Rtl. Kalkteig + $2^1/_2$ Rtl. Traß + 6 Rtl. Sand. Dabei stellte der Ruhrtalsperrenverein sämtliche Baustoffe mit Ausnahme des Weißkalks, die Rüstungen wurden vom Unternehmer gestellt und dieser bekam dabei für den cbm Mauerwerk 7,50 M. Die Gewölbe (1510 cbm) wurden in Beton 1 Z. + 1 Kalkteig + 2 Traß + 6 Sand + 12 Kleinschlag unter gleichen Bedingungen gegen einen Einheitspreis von 7,50 M. hergestellt. Für Verkleidung der Luftseite in Zyklopenverband (220 cbm) wurde eine Zulage von 9,0 M/cbm bezahlt. Im Durchschnitt stellte sich der Gesamtpreis des Mauerwerks um 33% höher als beim Bau der als Gewichtstützmauer angelegten Hauptsperre (nach Dr.-Ing. Wolf in C. d. Bv. 3. 8. 1912.)

Die Wasserseite der Gewölbe erhielt einen 20 m starken wasserdichten Putz ($2^1/_2$ Zement + $^1/_2$ Kalkteig + 2 Traß + 6 Sand + $2^0/_0$ Asphaltmulsion), und dafür wurde unter gleichen Bedingungen 1,5 M/qm bezahlt. Vor den Putz kam eine 1 u. $1^1/_2$ St. starke Schutzschicht aus Hartbrandziegeln in Zement-Traßmörtel wie oben, der cbm einschl. Ziegellieferung zu 15,00 M. Die Schutzschicht selbst wurde wieder wie die Betongewölbe verputzt.

Zu S. 1045.

Talsperre bei Mauer.

Der auf S. 636 und 1045 behandelte ältere Entwurf wurde zur Ausführung (1912) in folgender Weise verbessert: Bei annähernd gleichem Längenschnitt wurden vier Rohre von je 1,6 m Lichtweite (statt zweien von 2,2 m), für jede Turbine ein eigenes angelegt. Der Rechen ist aber für jedes dieser Rohre in den Abmessungen des älteren Entwurfs

[1]) Mttlg. des Ruhrtalsperrenvereins.

Digitized by Google

beibehalten (also verhältnismäßig doppelt so groß). Die Rohre sind innerhalb des Mauerquerschnitts nicht mehr in Blech ausgeführt, sondern lediglich als ausgesparte Mauerkanäle gestaltet mit einer Auskleidung von Beton in 0,5 m Stärke und einem

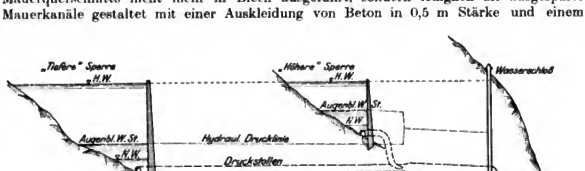


Abb. 1083.

inneren $^1/_2$-steinstarken Klinkerbelag mit Verputz. Im Krafthaus sind Zwillingsturbinen mit vierkantigen Blechspiralgehäusen, Achse senkrecht zur Mauer, aufgestellt. Der Hochspannungsturm ist allerdings zum Schaden der architektonischen Wirkung jetzt an die Luftseite des Krafthauses verlegt (vgl. S. 639).

Zu Text S. 778.

1. Berechnung der äußeren Umrißlinie eines unbelüfteten Überfallwehrs ohne Strahlablösung.

Aufgabe: Die äußere Umrißlinie des Wehrrückens soll so gestaltet werden, daß der überfallende Strahl gerade leicht aufliegt ohne Neigung sich abzulösen. — Dazu ist der Wehrrücken nach derjenigen Linie zu formen, die sich beim frei ausfließenden, belüfteten Strahl eines scharfkantigen Überfallwehrs an der Unterseite des Strahls einstellt.

Nach den Versuchen von Bazin nimmt ein solcher Strahl anfänglich die durch nachstehende Zahlen bestimmte Form an (alle Zahlen als Vielfache von h_0. Abb. 1084, ausgedrückt):

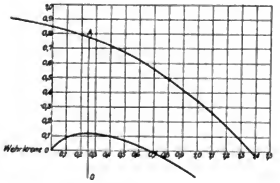
$\frac{x}{h_0} =$	$-3{,}0$	$-1{,}0$	$+0{,}0$	$+0{,}05$	$+0{,}1$	$+0{,}15$	$+0{,}2$	$+0{,}25$	$+0{,}3$
$\frac{y_0}{y_0} =$	0,997	0,963	0,851	—	0,826	—	0,795	—	0,762
$\frac{y_u}{h_0} =$	—	—	0,000	0,059	0,085	0,101	0,109	0,112	0,111

$\frac{x}{h_0} =$	$+0{,}35$	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	1.40
$\frac{y_0}{h_0} =$	—	0,724	—	0,680	—	0,627	—	0,569	$-0{,}02$
$\frac{y_u}{h_0} =$	0,106	0,097	0,085	0,071	0,054	0,035	0,013	0,009	—

Man kann ferner nach Beobachtungen von Boussinesque annehmen, daß im Schnitt AO die Wasserfäden fast genau parallel laufen und daß ihr Momentanzentrum auf der Senkrechten O—A liegt (Comptes rendus de l'académie des sciences Juli—Okt. 1887). Aus dieser Näherungsannahme ergibt sich die Geschwindigkeit des obersten Wasserfadens zu $v_0 = 0{,}475\sqrt{2gh_0}$ und diejenige des untersten zu $v_u = 0{,}946\sqrt{2gh_0}$. Unter der weiteren Näherungsannahme, daß die Zunahme des Wasserdrucks in OA

Digitized by Google

nach dem Gesetz einer Geraden verlaufe, ergibt sich die durchschnittliche Geschwindigkeit im Schnitt $O—A$ gleich derjenigen des im unteren Drittelpunkt der Strahldicke $O—A$ verlaufenden Wasserfadens. Diesen Wasserfaden kann man weiter auffassen als den Weg, den ein mit der wagrechten Geschwindigkeit v_m von $O—A$ aus geworfener schwerer Körper im luftleeren Raum durchfallen würde, d. h. als die Wurfparabel. Deren Gleichung ist:



$$x = v_m \cdot t \; ; \; y = \frac{g}{2} \cdot t^2$$

oder

$$y = \frac{g}{2} \cdot \frac{x^2}{v_m^2}.$$

Am scharfkantigen Wehr ist bei Vernachlässigung der Anlaufgeschwindigkeit (auf den Breitenmeter):

$$Q = \tfrac{2}{3}\,\mu\, h_0 \sqrt{2g\,h_0}, \quad \text{mit} \quad \mu = 0{,}62.$$

Im Schnitt $O—A$ ist die Strahldicke

$$d = (0{,}78 - 0{,}11) \cdot h_0 = 0{,}67\, h_0;$$

daher

$$v_m = \frac{Q}{d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{0{,}62 \cdot \sqrt{2g\,h_0}}{0{,}67} = 0{,}62\sqrt{2g\,h_0};$$

und

$$\frac{2v_m^2}{g} = 2 \cdot 0{,}62^2 \cdot 2h_0 = 1{,}54\, h_0.$$

Daher lautet die Gleichung der mittleren Parabel:

$$y = \frac{x}{1{,}54\, h_0} \quad \text{oder} \quad x = 1{,}24\, \sqrt{h_0} \cdot \sqrt{y}.$$

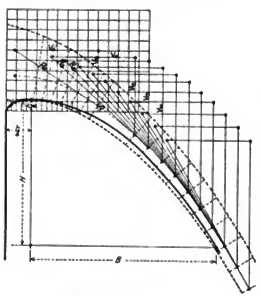


Abb. 1084.

Die Linie des Wehrrückens ergibt sich näherungsweise durch Konstruktion wie folgt: Man verzeichnet die nach obiger Gleichung berechnete Linie und konstruiert nach Abb. 1084 mit der gegebenen unveränderlichen wagrechten Geschwindigkeitskomponente $v_m = 0{,}62\sqrt{2g\,h_0}$ die rechtwinkligen Geschwindigkeitsparallelogramme zur Feststellung der jeweiligen tangentialen Geschwindigkeit v_x. Aus dieser ergibt sich rechnerisch die jeweilige normal gemessene Strahlstärke $d_x = \frac{Q}{v_x}$. Von dieser wird ein Drittel nach rückwärts abgetragen, was die Wehrrückenlinie und zwei Drittel nach auswärts, was die obere Strahlbegrenzungslinie ergibt.

Zu Text S. 1165/69.

Spiralbewehrte Eisenbetonrohre.

In neuerer Zeit haben Wayß und Freytag bemerkenswerte Erfolge mit einem eigenartigen (patentierten) Wickelverfahren erzielt. Die fabrikmäßige Herstellung der spiralbewehrten Rohre geschieht in folgender Weise:

Auf den zerlegbaren und in die sehr einfache Drehmaschine eingebauten Holzkern wird zunächst eine Mörtelschicht von etwa 10 bis 15 mm Stärke aufgebracht und sorgfältig gebügelt. Der Mörtel wird dabei so naß verwendet, als er eben noch haftet. Dann wird um diesen Mörtelzylinder ein Drahtgewebe mit quadratischen Maschen, die Erzeugenden 2, die Ringdrähte 1 mm stark, gewickelt und an der Schlußstelle fest

Digitized by Google

verknüpft. Darüber wird die eigentliche Zugbewehrung, geglühter Eisendraht von 3 bis 5 mm Stärke, maschinell unter kräftiger Spannung aufgewickelt. Die Drahtnetzunterlage schützt dabei den frischen Mörtel gegen das Einschneiden der Spiraldrähte, außerdem wirken die Längsdrähte als Biegungsbewehrung für die zwischen den benachbarten Spiraldrähten liegende Betonschale. Die Spiralen liegen übrigens sehr eng, 25 Umgänge auf den laufenden Meter Rohr.

Die Enden der Spirale werden jeweils fest mit der Netzunterlage verknüpft, bei hoch beanspruchten Rohren sogar verschweißt. Die fertig gewickelte Spirale wird sodann mit Zement satt eingeschlämmt, dann wird wieder Mörtel aufgetragen und ein zweites Drahtnetz mit zweiter Spiralbewicklung aufgebracht usf. bis zu 5 Bewicklungen bei Rohren für hohe Pressung. Das Verfahren wird auch für Ei- und Maulquerschnitte angewendet.

Die Mörtelmischung wird sehr fett, 1 : 2, genommen und als Größtkorn nur 6 mm zugelassen. Die Eiseneinlagen werden unter Vernachlässigung der Zugspannungen im Beton für nur 800 kg/cm² berechnet, so daß die Dehnungen klein bleiben.

Die Wasserdichtigkeit der so hergestellten Rohre ist eine unbedingte, bei Pressungen bis zu 8 atm durch Versuche nachgewiesen. Ebenso die Rißbeständigkeit wie sich Verf. d. B. an jahrelang frei gelagerten Proberohren überzeugen konnte.

Verlegt werden die Rohre auf je zwei Sätteln. Die Dichtung erfolgt durch eine Muffe ähnlich Abb. 913, die am Ort mit Hilfe schuppenpanzerartiger Schalungsrinnen aufgegossen werden. Die äußere Muffenbewehrung wird vom Rohrinnern aus durch die 10 cm weite Fuge durchgeschoben.

Zu Text S. 1335.

Krafthauslüftung.

Das Rjukanfoswerk umfaßt auf einer Grundfläche von 21/110 m zehn Maschinengruppen von rd. je 10000 KW. Um die gewaltigen frei werdenden Wärmemengen ohne Belästigung des Bedienungspersonals durch Zugluft abführen zu können, ordnete man ein vollständig geschlossenes Netz von Zu- und Abluftkanälen an (Abb. 1085). — Die erforderliche Luftmenge war für jede Maschine zu 28 cbm/sek berechnet.

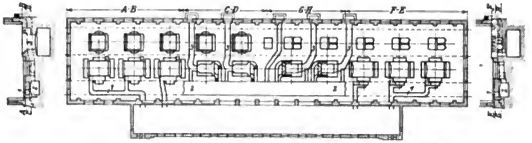


Abb. 1085. **Rjukanfos. Krafthaus-Grundriß. Maßstab 1:1160.**
(El. Kr. u. B.)

Die Frischluft wird den Maschinen von beiden Enden des Krafthauses her durch einen sich von 8,6 auf 4 qm nach der Mitte zu verjüngenden Kanal „2" zugeführt, dessen Wirkung noch durch den mittleren Querkanal „2" verstärkt wird. In die von dem Hauptkanal abgezweigten Stichkanäle zu den einzelnen Maschinen sind Regulierklappen eingebaut, die von den darüber stehenden Instrumentensäulen aus bedient werden. Das Polrad der vollständig geschlossenen Maschinen wirkt auch hier selbst als Kreisellüfter. Die Luft wird ihm axial zugeführt und entweicht vom Umfang durch die Abluftkanäle „3" nach der Maschinenhausrückwand. Näheres siehe El. Kr. u. B. 24. IV. 1912.

Digitized by Google

Zu Text S. 1110.

Baukosten des Tietonkanals.

Nachstehend ein Auszug aus der endgültigen Abrechnung, die etwas höhere Preise ergab als die vorläufigen auf S. 1109 (nach Mitteilung des United States Reclamation Service):

Der größte Teil des Kanals wurde im Eigenbetrieb erstellt, nachdem verschiedene Einzelunternehmer versagt, bzw. wegen Verlustarbeit eingestellt hatten.

Folgende Löhne wurden bezahlt (wichtig für die Übertragung auf europäische Verhältnisse):

1. **Offener Kanal.**
   a) Aushub: Vorarbeiter 14,0 M.; Bohrer 10,2 M.; Erdarbeiter 8,4 M.
   b) Herstellung und Verlegen der Schalen: Vorarbeiter 12,6 bis 21,0 M.; Formsetzer 8,4 bis 10,9 M.; Mischer und Brecher 8,4 bis 10,2 M.; Stampfer 10,2 bis 13,6 M.; Karrenführer 9,4 bis 10,5 M.; Aufzugführer 12,6 M.; Verleger 10,9 M.; Stampfer und Einfüller 8,4 bis 10,2 M.; Fugendichter 8,4 bis 12,6 M.
2. Tietonkanalstollen. (Zwei Schichten an jedem Mundloch von je 7 Mann.) Rottenführer 18,9 M.; Bohrer 14,7 M.; Schutterer 10,5 M.

1. Offener Kanal.

a) Aushub 15800 m.

	Mark	Pfg/cbm
1. Regiebetrieb (220000 cbm)		
Aufsicht und Vorarbeiter	58200	26,5
Durchhauen der Linie und Räumen	13800	6,3
Gespanndienste	24100	11,0
Bohrmannschaft	88000	40,0
Sprengmannschaft	14900	6,8
Schmiede	17200	7,8
Erdarbeiter	473000	215,0
Stahl und sonstiges Material	7010	3,2
Sprengmittel	47000	21,5
Schlepper	1710	0,8
Abschreibungen	77000	35,0
Summe 1. Regiebetrieb:	821920	373,9
2. Unternehmervergebung (7400 cbm)	15900	215,0
Gesamtbaukosten (227400 cbm)	837820	368,0
Barackenlager und Unterhaltung	18000	7,9
Allgemeine Unkosten	169900	75,0
Gesamtkosten:	1025720	450,9

Gesamtbaulänge: 15800 m, daher = 65,0 M/m Gesamteinheitspreis. 60% der gelösten Massen waren loser Fels.

b_1) Herstellung von 20436 Schalringen = rd. 12400 m in Regie (7270 cbm Beton

	M.	M/m	M/cbm
Vorbereitung:			
Herrichten der Arbeitsplätze	8100	0,65	1,12
Baustraßen und Brücken	8000	0,64	1,10
Beifuhr der Einrichtung	8700	0,70	1,20
Einrichtung der Arbeitsplätze	25050	2,03	3,45
Summe:	49850	4,02	6,87

Digitized by Google

	M.	M/m	M/cbm
Übertrag:	49 850	4,02	6,87
Herstellung:			
Vorarbeiter und Aufseher, Elektriker usw.	24 500	1,98	3,38
Aufsetzen, Reinigen, Ölen und Wegnehmen der Formen	87 000	7,00	12,00
Steinbrechen, Mischen, Verführen und Einschaufeln des Betons	35 000	2,82	4,83
Herrichten und Einlegen der Eisen	5 670	0,46	0,78
Stampfen und Abgleichen des Betons	23 600	1,92	3,26
Nässen und Abdecken des Betons	26 100	2,10	3,60
Kraft	8 170	0,66	1,12
Zement (51 728 Sack zu 3,92 M.)	202 000	16,30	27,95
Stahleinlagen (530 t zu 320 M.)	170 000	13,70	23,50
Zuschlagstoffe	41 800	3,37	5,76
Formen	39 500	3,20	5,45
Öl für die Formen	3 650	0,30	0,50
Gips	4 050	0,33	0,56
Verschiedenes Material	10 900	0,88	1,52
Unterhaltungsarbeiten und Überwinterung	30 650	2,48	4,25
Summe a) Regiearbeit:	762 440	61,52	105,33

b_2) Herstellung von 2964 Schalringen (rd. 1780 m) in Vergebung an Unternehmer (1030 cbm).

	M.	M/m	M/cbm
Betonierungsarbeit	60 000	33,90	58,1
Zementlieferung (7235 Sack)	28 300	15,90	27,5
Stahllieferung	21 250	12,00	20,6
Summe b) Unternehmerarbeit:	109 550	61,80	106,2
Summe (a + b):	871 990	61,60	105,50
c) Anteil an allgemeinen Unkosten	168 800	11,90	20,50
Bauleitung und Ingenieure	14 800	1,04	1,88
Gesamtsumme (a + b + c), (8400 cbm und 14 180 m):	1055 590	74,54	127,88

c) Verlegen und Dichten von 23295 Schalringen = 14180 m.

	M.	M/m	M/cbm
Vorbereitung:			
Beifuhr und Aufstellung der Baueinrichtung	19 200	1,36	2,29
Gleisverlegung	27 850	1,96	3,30
Verlegen:			
Vorarbeiter und Aufsicht	12 900	0,91	1,54
Abholen vom Werkplatz (Aufladen)	49 000	3,45	5,82
Aufzugbetrieb	19 000	1,34	2,26
Verführen in der Kanallinie	25 450	1,79	3,02
Versetzen	16 000	1,13	1,90
Stoßen und Hinterfüllen	69 250	4,90	8,25
Gleisabbrechen und sonstige Hilfsarbeiten	21 500	1,52	2,55
Wagen und Seilbahnen	22 500	1,59	2,68
Verlegegerüste (Abb 856)	3 300	0,23	0,39
Unterhaltungsarbeit an der Einrichtung	10 800	0,76	1,28
Dichten der Fugen:			
Sieben und Sacken der Zuschlagstoffe	14 200	1,00	1,69
Anliefern derselben	16 750	1,18	1,99
Mischen und Einbringen des Mörtels	26 600	1,88	3,17
Nässen und Abdecken	10 700	0,76	1,28
Überarbeiten	14 400	1,02	1,71
Zement (4949 Sack)	19 820	1,40	2,36
Stahl für besonders weite Fugen (560 kg) sonstiges Material	420	0,03	0,05
Summa:	399 640	28,21	47,53
Anteil an allgemeinen Unkosten	56 900	4,02	6,75
Bauleitung und Ingenieure	29 350	2,07	3,49
Im ganzen (Mörtel in den Fugen: 510 cbm):	485 890	34,30	57,77

Digitized by Google

2. Stollen in weichem und mittlerem Gebirge.

a) Ausbruch. Regiebau. Tietonstollen.

830 m Stollen, 4250 cbm Ausbruch = 5,1 cbm/m. Kreisquerschnitt 2,20 Nutzweite.
Im harten Basalt mit gelegentlich weichen Einlagerungen.

	M.	M/m	M/cbm
Vortrieb:			
Vorarbeiter, Aufseher, Rottenführer	21 300	25,30	4,95
Elektriker	704	0,85	0,17
Maschinisten	19 800	23,95	4,66
Schutterer	27 500	33,15	6,49
Karrenführer	2 370	2,86	0,56
Pferde	1 700	2,05	0,40
Schmied	8 180	9,87	1,92
Schmiedegesellen	3 885	4,69	0,92
Gleisverlegen	202	0,24	0,05
Verschiedene Hilfsarbeiten	3 250	3,92	0,77
Bohren	10 400	12,55	2,45
Wege, Straßen, Bahnbetrieb	3 800	4,60	0,89
Material:			
Sprengmittel	20 150	24,36	4,75
Elektrische Installation	950	1,14	0,22
Lampen	534	0,64	0,12
Bohrerstahl	1 520	1,83	0,36
Schmiede- und sonstiges Material	5 160	6,20	1,22
Kraftanlage	28 800	34,65	6,79
Elektrische Bahn	3 850	4,62	0,91
Druckrohrleitung	12 840	15,50	3,04
Abschreibungen	24 990	30,00	5,88
Kraft (Betriebskonten)	12 765	15,40	3,00
Summe: Vortrieb im ganzen	214 350	258,47	50,52
Auszimmerung:			
Zurichten und Einbauen	4 450	5,36	1,05
Holz und Nägel	5 340	6,42	1,26
Verlorenes (eingefülltes) Holz	6 100	7,35	1,44
Summe: Auszimmerung	230 240	277,60	54,27
Gesamtsumme: Baukosten			
Allgemeines:			
Arbeiterbaracken, auch Unterhaltung	5 095	6,11	1,20
Allgemeine Unkosten	51 000	61,40	12,00
Im ganzen:	286 335	345,11	67,47

Ähnliche Preise wurden an dem 1160 m langen North Forkstollen ermittelt.

b) Herstellung von 3146 Schalringen = rd. 1915 m für kreisrunde Stollen (= 1200 cbm). Regiearbeit. (Tieton- und North Forkstollen).

	M.	M/m	M/cbm
Herrichten der Arbeitsplätze	1 320	0,69	1,10
Baustraßen und Brücken	1 310	0,68	1,09
Beifuhr der Einrichtung	1 410	0,74	1,18
Einrichtung der Arbeitsplätze	4 100	2,15	3,41
Vorarbeiter und Aufseher, Elektriker usw.	4 050	2,12	3,38
Aufsetzen, Reinigen, Ölen, Wegnehmen der Formen	9 505	4,97	7,93
Steinbrechen, Mischen, Verführen und Einschaufeln des Betons	5 310	2,79	4,43
Herrichten und Einlegen der Eisen	670	0,35	0,56
Stampfen und Abgleichen des Betons	2 795	1,46	2,33
Summe:	30 470	15,95	25,41

Digitized by Google

	M.	M/m	M/cbm
Übertrag:	30 470	15,95	25,41
Nässen und Abdecken des Betons	2 150	1,12	1,79
Kraft	1 838	0,96	1,53
Zement (8582 Sack zu 4,04 M.)	34 550	18,05	28,95
Stahleinlagen (94 t zu 326 M.)	30 580	16,00	25,53
Zuschlagstoffe	5 090	2,65	4,23
Formen	15 210	7,98	12,72
Öl für die Formen	597	0,31	0,50
Gips	660	0,35	0,55
Verschiedenes Material	1 800	0,94	1,50
Unterhaltungsarbeiten	4 006	2,10	3,35
Überwinterung	960	0,50	0,80
Geländepacht	2 245	1,17	1,87
Summe:	130 156	68,08	108,73
Anteil an allgemeinen Unkosten	28 300	14,80	23,58
Bauleitung und Ingenieure	2 145	1,12	1,78
Im ganzen:	160 601	84,00	134,09

c) Verlegen und Dichten von 3117 Schalringen (= 2000 m verlegt = 1195 cbm Beton ohne Fugenmörtel). (Tieton- und North Forkstollen.)

	M.	M/m	M/cbm
Verlegen:			
Beifuhr und Aufstellung der Baueinrichtung	8 920	4,46	7,49
Gleisverlegung	3 700	1,85	3,10
Vorarbeiter und Aufsicht	5 330	2,67	4,48
Abholen vom Werkplatz (Aufladen)	6 270	3,14	5,23
Aufzugbetrieb	7 500	3,75	6,29
Verführen in der Kanallinie	4 235	2,12	3,54
Versetzen	3 500	1,75	2,93
Stoßen und Hinterfüllen	22 020	11,01	18,48
Gleisabbrechen und sonstige Hilfsarbeit	2 795	1,40	2,34
Elektrische Beleuchtung	2 060	1,03	1,74
Wagen und Seilbahnen	3 018	1,51	2,53
Ablade- und Verlegegerüst	4 745	2,37	3,96
Unterhaltungsarbeit an der Einrichtung	1 440	0,72	1,20
Dichten der Fugen:			
Sieben und Sacken der Zuschlagstoffe	1 622	0,81	1,36
Anliefern derselben	1 880	0,94	1,58
Mischen und Einbringen des Mörtels	6 415	3,22	5,40
Überarbeiten	1 420	0,71	1,19
Zement (567 Sack)	2 294	1,15	1,92
Abfangringe einschl. Zement	956	0,48	0,80
Verschiedenes Hilfsmaterial	2 660	1,33	2,24
Summe:	92 780	46,42	77,80
Anteil an allgemeinen Unkosten	12 600	6,30	10,58
Bauleitung und Ingenieure	3 880	1,94	3,25
Im ganzen (Mörtel in den Fugen: 57 cbm):	109 260	54,66	91,63

Digitized by Google

3. Stollen in festem Gebirge.

Tailcreek-Stollen. 950 m lang, 5400 cbm = 5,68 cbm/m Ausbruch in sehr hartem Basalt, ohne Zimmerung.

a) Ausbruch.

	M.	M/m	M/cbm
Vortrieb:			
Vorarbeiter, Aufseher, Rottenführer	42 200	44,40	7,80
Elektriker	4 206	4,43	0,78
Maschinisten	32 105	33,85	5,92
Schutterer	32 900	34,50	6,09
Karrenführer	2 060	2,17	0,38
Pferde	3 245	3.40	0,60
Schmiede	12 050	12,70	2,23
Schmiedegesellen	3 600	3,80	0.67
Gleisverlegen	340	0,36	0,06
Verschiedene Hilfsarbeiten	6 640	7,00	1,23
Bohren	38 800	40,77	7,20
Wege und Straßen	3 470	3,65	0,64
Material:			
Sprengmittel	36 350	38,05	6,70
Elektrische Installationen	16 630	17,52	3,09
Lampen	1 835	19,25	0,34
Bohrerstahl	1 500	1,58	0,28
Schmiede- und sonstiges Material	6 418	6,79	1,19
Kraftanlage	33 000	34,68	6,10
Fernleitung	37 200	38,85	6,89
Abschreibungen	39 350	41,40	7,28
Kraft (Betriebskosten)	14 400	15,19	2,66
Summe (Vortrieb im ganzen):	368 299	404,34	68.13
Allgemeines: Arbeiterbaracken, auch Unterhaltung	7 780	8,19	1,44
Allgemeine Unkosten	77 900	81,95	14,40
Im ganzen:	453 979	494,48	83,97

b) Auskleiden mit Stampfbeton in Seiten und Boden auf 950 m Länge.

(1405 cbm Beton.)

	M	M/m	M/cbm
Vorbereitung:			
Beifuhr und Aufstellung der Baueinrichtung, Gleislegen und Abbrechen	9 380	9,84	6,67
Betonieren:			
Vorarbeiter, Aufseher Elektriker	4 800	5,04	3,59
Sand und Zement beifühen, Schotterbrechen, Mischen	6 290	6,60	4,46
Beton-Karrenschieber	4 730	4,97	3,35
Schalung aufstellen und abbrechen	7 170	7,54	5,10
Beton einbringen, stampfen, überarbeiten	5 320	5,60	3,80
Aufzugsbetrieb	1 295	1,36	0,92
Licht und Kraft	2 890	3,04	2,05
Zement (8382 Sack)	33 800	35,50	24,00
Stahl (für 18 m Decke, 470 kg)	152	0,16	0,11
Zuschlagstoffe	4 750	5,00	3,38
Schalung	3 795	3,99	2,70
Sonstiges Material	1 940	2,05	1,38
Unterhaltung der Baueinrichtung	1 745	1,83	1,24
Unternehmergewinn	8 595	9.03	6,10
Summe:	96 652	101,55	68,85
Anteil an allgemeinen Unkosten	29 500	31,00	21,00
Bauleitung	1 840	2,05	1,30
Im ganzen:	127 992	134,60	91,15

Dieser Stollen hat auch annähernd kreisrunden Ausbruchquerschnitt mit muldenförmig auf $^2/_3$ der Höhe eingebauten Betonmantel bei 1,75 m Wassertiefe.

Digitized by Google

Kostenzusammenstellung.

1. Tietonkanal. Offene Strecke.

(15800 m wirkliche Baulänge und 8400 cbm Beton ohne Fugenmörtel.)

	M	M/m
Aushub	1025720	65,00
Herstellen der Schalen	1055590	66,80
Verlegen der Schalen	485890	30,95
Im ganzen:	2567200	162,75

2. Stollen in weichem Gebirge mit Eisenbetonvollringschale.

(Tieton und North Fork, zusammen 2000 m lang.)

	M	M/m
Ausbruch	674335	337,17
Schalringe	160601	80,30
Verlegen derselben	109260	54,66
Im ganzen:	944196	472,13

3. Stollen in festem Gebirge mit unverkleideter Decke.

(Tail Creek.)

	M	M/m
Ausbruch	453979	494,48
Ausbetonieren	127992	134,60
Im ganzen:	581971	629,08

Tietonkanal (Gesamtlänge 18500 m).

Zusammenstellung der Gesamtbaukosten des Kanals mit Nebenanlagen.

(Die allgemeinen Unkosten sind verteilt.)

	M.	M/m
Wehr und Wasserfassung	108000	5,83
Offener Hauptkanal:		
Aushub einschließlich Hauptsickerung	1059000	57,10
Herstellung der Schalringe	1055590	57,00
Verlegen der Schalringe	485890	26,40
Kanalstollen:		
Stollenvortrieb	1242000	67,10
Herstellung und Verlegung der Stollenschalen nebst Ausbetonieren von etwa $^1/_3$ der Stollenlänge und der Übergangsstrecken	498000	26,95
Sandfang mit Anschlußstücken	11800	0,64
5 Leerläufe[1])	186000	10,03
Stützmauern, Dohlen und Überführungen	95000	5,13
Elektrische Fernmeldeanlage für Überläufe und Fernsprecher	43900	2,37
Steinschlagschutzdächer, Wärterhäuser, Sickerungen	31600	1,71
Fahrstraße mit Brücken und Wegrechte	200000	10,80
Vorarbeiten	78500	4,25
Summe:	5095280	275,31

[1]) Bemerkenswert sind die Leerläufe in Form freistehender Turmwasserschlösser mit Auslaßventilen oder Schützen am Grunde, die elektrisch-selbsttätig durch Schwimmer gesteuert werden.

Digitized by Google

Ausbau und Anlagekosten

(Die mit * bezeichneten Ordnungsziffern sind einer von Dipl.-Ing. Thalsch
Abkürzungen: Frt. = Francisturbine. P.R. = Peltonrad

O.-Z.	Bezeichnung des Werkes	Baujahr	Leistungsplan. Obere Zahlenreihe = Verfügb. Wassermenge in cbm/sek, untere Zahlenreihe = verfügb. Nutzgefälle in m. Überschreitungsdauer (Tage): 365	355	270	180	90	0	Ausbau der Maschinenanlage	Normalleistung (Betriebsplanmäßige Höchstleistung)	Normalwassermenge (Betriebsplanmäßige Höchstwassermenge)
										PS	cbm/sek
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
1.	Malvasierbachzentr. d. Baumw.-Spinnerei Augsburg (Lech)	1907 (Umbau)	—[3]	—	—	—	—	—	1 Doppelfrancisturb. $Q_n = 3{,}2$ cbm/sek. $n = 100$. 1 D 90 KW. 1 Gl. 60 KW durch Vorgelege getrieben.	75	—
			2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35			
2.	Untertürkheim bei Stuttgart (Neckar)	1900–02	—	—	—	15,0	—	—	3 (später 4) senkrechte Frt. 241 PS $n = 41{,}75$. $Q_n =$ je 8,5 cbm/sek. 3 D. $n = 167$ (Zahnrad) 220 KVA 3000 V.	723,0	$3 \cdot 8{,}5 = 25{,}$
			—	—	—	2,75	—	1,60			
3.	Oldau (Aller)	1909–11	2,1	8,0	16,5	24,5	42,5	142,0	3 senkr. Francisturb. dreierlei a, vgl. S. 329. 1 gemeinsame Vorgelegewelle mit Drehstromerzeuger 320 KW.	500	—
			2,8	2,55	2.14	1,75	1,16	0,00			
4.	Blankenstein (Ruhr)	1909–11	35,0[1])	35,0	35,0[1])	63,0	95,0	—	3 senkr. Frt. je 547 PS. $n = 43$. $(h = 2{,}75)$ $Q_n =$ je 19,1 cbm/sek.	1640	$3 \cdot 19{,}1 = 57$
			2,95[1])	2,95	2,95[1])	2,8	2,44	0,6	3 liegende Tauchkolbenpumpen.		
5.	Marbach bei Stuttgart (Neckar)	1897 bis 1900	—	—	—	—	—	—	4 senkr. Frt. je $Q_n = 10{,}0$ cbm/sek und 270 PS. $n = 87$. 4 D Zahnradantrieb 10000 V. 220 KVA. $n = 125$.	1080	—
			—	3,2	—	2,7	—	—			
6.	Schweinfurt (Main)	1899 bis 1903	14,0	16,0	38,0	60	105	2000	2 senkr. einf. Frt. Zahnr. je $Q_n = 18{,}0$ und 450 PS. $n = 40{,}5$. 2 D je 360 KVA. $n = 150$.	900	$2 \cdot 16 = 32$
			3,45	3,40	3,30	3,25	3,20	1,30			
7.	Ruppoldingen (Aare)	1894–96	60,0	68,0	103,0	170,0	223,0	—	10 senkr. Jonvalt. je 320 PS $u = 285$; $Q_n =$ je 15,0. 6 senkr. 2 Phasendrehstromerzeuger direkt gekuppelt. 2·2 wagrechte durch paarweisen Zahnradtrieb $n = 120$.	3200	—
			3,7	3,55	3,10	2,55	2,20	1,70			
8.	Stadtbachzentrale d. Baumwollspinnerei Augsburg (Lech)	1907 (Umbau)	18,0	25,0	36,0	75,0	175	450	1 4fache lieg. Frt. $Q_n = 18{,}0$ cbm/sek. $n = 125$ (bei $h = 4{,}15$ m). 740 PS.	740	18,0
			4,15	4,15	4,15	4,15	4,15	4,15			
9.	Poppenweiler (Neckar)	1908–09	—	—	27	—	—	—	4 senkr. Frt. je $Q_n = 12$ cbm/sek bei $h = 4{,}4$ m. $n = 75$. 4 D je 450 KVA. 11000 V. $n = 300$ (Zahnradantrieb).	2120	$4 \cdot 12 = 48{,}$
			—	—	5,19	—	4,4	—			
10.	München-Süd (Isar)	1906–07	28,0	32,0	55,0	80,0	—	1500	3 vierf. wagr. Frt. je $Q_n = 21{,}7$ und 1100 PS. 3 D je 800 KW.	3300	—
			5,57	5,5	5,0	5,0	—	4,5			
11.*	Verona (Etsch) Altes Werk San Giovanni Lupatoto	1903–04	—	—	—	—	—	—	4 senkr. Frt. je 700 PS.	2800	36
			—	—	5,70	—	—	—			
12.	Greene (Agger)	vor 1907	1,2	3,8	4,5	8,0	10,0	70,0	2 Frt. je 324 PS je $Q_n = 5{,}0$ cbm/sek bei $h = 6{,}0$ m. 5 Stromerz. (Übersetzg.) für im g. 427 PS.	427	$5 \cdot 5{,}0 = 25{,}$
			6,5	6,5	6,5	6,3	6,1	5,6			
13.	Langweid a. Lech (vgl. Gerstlhofen)	1905–07	30,0	35,0	—	95,0	—	1100	4 wagr. Doppel-Zw.-Frt. je 1500 PS. $Q_n =$ je 20 cbm/sek. D je 1200 KVA. f	6000	$4 \cdot 20 = 80$
			7,00	—	—	6,25	—	6,25			
14.	Werk Wolfszahnau d. Baumw.-Spinnerei Augsburg (Lech)	1901–02	—	—	Tgs. 250	Tgs. 125	Tgs. 15	—	3 lieg. 4fach. Frt. je $Q_n = 14$ cbm/sek (bei $h = 7{,}2$ m) $n = 96$. 3 D je 680 KW.	3300	$3 \cdot 14{,}0 = 42{,}$
			—	21,0	30,0	40,0	40,0	42,0			
			—	7,5	7,5	6,5	4,3	4,3			
15.	Feldkirch (Vorarlberg)	1905–06	13,0	16,0	22,0	44,0	95,0	500	3 Zw.-Frt. je 600 PS. $n = 87$ $Q_n = 3 \cdot 7{,}8 = 23{,}4$ cbm bei $h = 7{,}7$ m. 3 D je 400 KW. $n = 187$.	1800	$3 \cdot 7{,}8 = 23{,}4$
			7,7	7,7	7,7	7,5	7,0	5,3			
16.*	Turbigo (Tessin)	1903–04	—	—	—	—	—	—	5 wagr. Doppel-Frt. je 1500 PS. 5 D.	7500	90
			—	—	8,20	—	—	—			

Digitized by Google

n Wasserkraftwerken.

Tabelle 1.

gestellten Tabelle, Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1908, Heft 23, entnommen.)
T. = Spiralturbine. D = Drehstromerzeuger. Gl = Gleichstromerzeuger.

Zeile: ansen k^ Zeile:) der nal- ung 28. Zeile: L. der zumme (mit 5 22)	Anlagekosten (bis einschließlich Schalttafel): Wehranlage (nebst Schiffs- und Floßschleusen) bzw.: Talsperrenanlage (mit Grunderwerb)	Wasserumleitung (Werkkanal, Stollen, Druckleitung) mit Einlaßbauwerk und Grunderwerb	Krafthaus (Wasser- u. Hochbau) mit Zubehör (Laufkran, Werkstatteinrichtung usw.)	Turbinen (mit Rechen, Schützen u. Reglern)	Betriebsmaschinen (Stromerzeuger mit Schaltanlage)	Sonstige Anlagen (Wege, Grundstücke, Wohngebäude usw.)	Vorarbeiten, Bauleitung, Bauzinsen	Wasserrechtserwerb	Gesamtsumme	Bemerkungen.
	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	O.-Z. 23.
	—[1]	—[1]	—[2]	10800	9450	—	—	—	—	1. [1]) Vorhanden. [2]) Vgl. O.-Z. 8. [3]) Wasserführung sehr unregelmäßig: 2,0—3,2 cbm/sek. Beschreibung vgl. O.-Z. 14.
	—	—	—	144	126	—	—	—	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	408000			126000		—	—	175000	896000	2. Loständerwehr, kurz. Kanal.
	563,0			174,0				241,0	1237,0	
	45,5			14,1				19,5	100,0	
	252000[1])			115000	30000	—	—	—	397000	3. [1]) Vgl. S. 334, Beschreibung.
	504			230	60				794,0	4. [1]) Talsperrenwirkung. [2]) Vorhanden, vgl. S. 290. [3]) Annähernde Entziffertung, Summe genau richtig (nach Voranschlag S. 296). [4]) Pumpen. Beschreibung S. 284 ff.
	63,4			29,0	7,6				100,0	
	—[2])	340000	230000	110000[3])	110000[3])[4])	30000	—	—	820000	
		208	140	67	67	18			500	
		41,5	28,0	13,4	13,4	3,7			100,0	
		510000		190000	200000	—	—	210000	1110000	5. Aus einer alten Mühlenanlage (festes Wehr mit kurzem Kanal) umgebaut.
		470		176	186			194	1026	
		46,0		17,0	18,0			19,0	100,0	
	470000	135500		45000[1])	55000[1])	(804000[2])	51000		756500	6. [1]) Vgl. S. 281. [2]) Vgl. S. 281 in Summe nicht eingerechnet. Beschreibung S. 267 ff.
	520	150		50	61	(890[2])	57		838	
	61,9	18,0		6,0	7,3	—[2])	6,8		100	
	832000	463000	419000	399000	441000	—	146000		27001000	7. Beschreibung S. 733 ff.
	260,0	145,0	131,0	125,0	138,0		45,5		844,5	
	30,8	17,1	15,5	14,8	16,4		5,4		100,0	
	—[1])	—[1])	90000[2])	45600	46000	—[1])	—	—[2])	181600	8. [1]) Einschl. 76500 M. für Schiffsschleuse. Walzenwehr (8,846), Erdkanal (Oberk. 1500, Untk. 90 m) schiffbar für 600 t.
	—	—	122,0	62,0	62,0	—	—	—	246,0	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	334000	571000	201000[1])	156000	138000	49000	41600	370000	1860600	
	156,0	270,0	95,0	74,0	65,0	23,0	20,0	174,0	877,0	
	18,0	30,8	10,8	8,4	7,4	2,6	2,2	19,8	100,0	
	936000[2])[3])	1900000[2])	596000	163000	165000	26000	14000	—	3800000	9. [1]) Einschl. Einlaufbauwerk. [2]) „Ungefähr". Genau ist nur Summe 14.–+ 15. ermittelt. Beschreibung S. 470 ff.
	284,0	577,0	180,0	49,5	50,0	7,9	4,3		1152,7	
	24,6	50,0	15,7	4,3	4,4	0,7	0,3		100,0	
	428000		93000	293000			110000		928000	11. Anfänglich ohne Wehr, Schleifenkanal 1,5 km, (Sachverz.!)
	153,0		33,1	104,5			39,2		330,0	13. [1]) Kein Wehr, weil unter Gersthofen verrechnet (vgl. S. 455). [2]) Einschließlich 160000 M. für Schiffsschleusen am Werk. [3]) In obigen Ziffern inbegriffen. [4]) Für spätere 4. Einheit je 80000 M. zugeschlagen. Beschreibung S. 439 ff.
	46,6		10,0	31,5			11,9		100	
	25000	10000	125000	35000	22000	—	—	—	217000	
	59,0	24,0	293,0	82,0	52,0	—	—	—	510,0	
	11,4	4,6	57,6	16,2	10,2	—	—	—	100,0	
	—[1])	948000[2])	729000	322000[4])	417000	62000	—[3])	—	2478000	14. [1]) Das Werk ist an einem seit Alters bestehenden Kanal errichtet, der in 3 Ästen (Stadtbach, Proviantbach, Malvaserbach) oberhalb Augsburg durch ein festes Wehr aus dem Lech abgeleitet ist und sich kurz oberhalb des Werkes wieder vereinigt. Es wurde ein neuer Oberkanal von 700 m Länge vom Vereinigungspunkt der 3 Äste nach dem Lech geführt. [2]) Jährl. Wasserzins 10 M/PS.
	—	158,0	122,0	53,7	69,5	10,4	—	—	413,5	
	—	38,3	29,4	13,0	16,8	2,5	—	—	100,0	
	—[1])	300000	365700	120000	175000	38000	—	—[2])	998700	
	—	91,0	112,0	36,5	53,0	11,5	—	—	304,0	
	—	30,1	36,0	12,0	17,5	3,8	—	—	100,0	
	—	622000	—	103000	123000	42500	—	338000	1228500	15. Niedr. Wehr, Werkkanal.
	—	259,6	—	43,0	51,3	17,7	—	141,0	512,6	16. Seitenkanal zu einem sehr alten Schiffahrtskanal (Naviglio Grande) angelegt, 6,2 km (Sachverz.!).
	—	50,7	—	8,4	10,0	3,5	—	27,4	100,0	
	2452000		188000	150000	440000		562000		3792000	
	327,0		25,0	20,0	59,0		75,0		505	
	64,6		5,0	4,0	11,6		14,8		100	

Digitized by Google

O.-Z.	Bezeichnung des Werkes	Baujahr	Leistungsplan. Obere Zahlenreihe = Verfügb. Wassermenge in cbm/sek, untere Zahlenreihe = verfügb. Nutzgefälle in m. Überschreitungsdauer (Tage): 365	355	270	180	90	0	Ausbau der Maschinenanlage	Normalleistung (Betriebsplanmäßige Höchstleistung) PS	Normalwasserm. (Betriebsplanmäßige Höchstwassermenge) cbm/sek
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
17.	Chèvres bei Genf (Rhône)	1893–96	120,0	—	36,0	75,0	—	1230	5 senkr. Konust. je 1000 PS. $n = 80$. 10 senkr. 4fach. Frt. je 900 bis 1200 PS. $n = 120$.	17000	326,0
			—	**8,2**	8,2	8,2	4,3	2,0	1 u. 2 Phasen-Wechs.str.		
18.	Bruck a. d. Mur	1903–04	—	80,0	—	—	—	—	4 Zw. je 675 PS; $n = 150$. Q_a = je 9,6 cbm/sek.	2700	$4 \cdot 9{,}8 = 39{,}2$
			—	**8,7**	—	—	6,90	—	4 D je 580 KVA.		
19.	St. Victor (Loire)	1892	6,0	—	10,0	30,0	—	—	8 senkr. Frt. je Q_a = 30 cbm/sek und 300 PS; $n = 333$.	900	$3 \cdot 3{,}0 = 9{,}0$
			8,8	—	—	—	—	—	3 D je 340 KVA.		
20.	München-Moosburg (Isar)	1905–06	36,0	40,0	60,0	85,0	—	1500	3 wagr. Doppelzw.-Frt. je $Q_a = 22$ und 1887 PS.	5885	—
			9,10	9,00	8,60	8,00	—	7,40	1 Zw. Q_a = 2,8 cbm/sek 224 PS. 3 D je 1400 KVA. 1 D 210 KVA.		
21.	Wangen a. d. Aare	1900–04	**68,5**	73,5	115,0	212,0	330,0	1600	7 wagr. 4fache Frt. je Q_a = 17,3 cbm/sek; $n = 150$	10500	$4 \cdot 17{,}3 = 69$
			9,3	9,2	8,85	8,7	8,3	**6,5**	7 D je 1000 KW.		
22.	Plettenberg, alter Ausbau (Lenne)	1897–98	1,0	3,15	8,0	14,0	20,0	150	2 Fr.Sp.T. $n = 150$.	1000	6,0
			9,75	8,4	8,4	8,4	8,4	5,74	2 D 350 KW.		
23.	Gersthofen a. Lech.	1899 bis 1902	30,0	35,0	—	95,0	—	1100	5 wagr. Zw.-Frt. je 1500 PS Q_a = je 16,0 cbm/sek, $n = 94$.	7500	$5 \cdot 16 = 80$
			10,5 $\div$ **9,5**	—	—	—	—	10,5 $\div$ 9,5	je 3 Dr.- u. Gleichstromerz. (z. T. Doppelmasch.).		
24.	Felsenauwerk Bern (Aare)	1908–09	18	25	36	75	175	450	5 wagr. Doppel-Frt. Q_a = 10 cbm/sek bei h = 10,6 m. 1500 PS bei h = 12,0; $n = 172$.	7500	$5 \cdot 10 = 50$, bei h = 10
			—	**12,0**	12,0	12,0	10,6	—	2 Erregerturb. je 150 PS; $n = 500$. 5 D je 1370 KVA.		
25.*	Jonage (Rhône)	1892 bis 1900	—	—	—	—	—	—	8 senkr. Frt. je 1200 PS.	20400	225
			—	**12,0**	—	—	8,50	—	8 Konust. je 1350 PS.		
26.*	Pont St. Martin (Dora Baltea)	1899 bis 1901	—	—	—	—	—	—	5 wagr. Frt. je 1000 PS.	5000	40,0
			—	**14,0**	—	—	11,0	—			
27.	St. Antony Falls	um 1909	—	—	—	—	—	—	4 Kesselt. je Q_a = 21,5 u. 3250 PS bei (h = 15,0 m).	14000	—
			—	**15,0**	—	—	—	—	4 D.		
28.*	Brixen (Rienz)	1903	—	—	—	—	—	—	2 Fr.Sp.T. je 900 PS.	1800	6,6
			—	—	**26,5**	—	—	—			
29.*	Vizzola (Tessin)	1897–99	—	—	—	—	—	—	10 wagr. Spt. je 2000 PS.	20000	80
			—	**28,0**	—	—	25,0	—			
30.*	Trondhjem (Nidelf)	1900–01	6,0	—	—	—	—	—	2 wagr. Frt. je 1250 PS.	2500	—
			—	**31,0**	—	—	—	—			
31.*	St. Maurice (Rhône)	1899 bis 1901	—	—	—	—	—	—	6 Sp.Frt. je 1000 PS.	6000	16,0
			36,0	36,0	36,0	—	—	—			
32.	Marklissa (Queiß)	1901–04	0,5	2,5	3,5	4,5	7,5	780	5 Fr.Sp.T. je 700 PS; Q_a = je 2,8 cbm/sek; norm. Gefälle h = 30 m; $n = 375$.	3700	$5 \cdot 2{,}3 = 11{,}$ bei 30 m Nutzgefäll
			—	40—20 je nach Beckenfüllung				—	5 D je 620 KVA.		

Digitized by Google

Zeile: ganzen ...k" ...e Zeile: ...s der ...rmal- ...tung /PS. ...e Zeile: H. der Summe ...lte 22)	Anlagekosten (bis einschließlich Schalttafel): Wehranlagen (nebst Schiff- und Fischschleusen) bzw.: Talsperrenanlagen (mit Grunderwerb)	Wasserumleitung (Werkkanal, Stolle, Druckleitung) mit Einlaßbauwerk und Grunderwerb	Krafthaus (Wasser- u. Hochbau) mit Zubehör (Laufkran, Werkstatteinrichtung usw.)	Turbinen (mit Rechen, Schützen u. Reglern)	Betriebsmaschinen (Stromerzeuger mit Schaltanlage)	Sonstige Anlagen (Wege, Grundstücke, Wohngebäude usw.)	Vorarbeiten, Bauleitung, Bauzinsen	Wasserrechtserwerb	Gesamtsumme	Bemerkungen: O.-Z.
	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.
	1063200	566200[1])	916100	2714200		349500	357400	—	5966600	17. [1]) Dabei nachträglicher Vorrechenbau: 455000 M. Beschreibung: Sachvers.!
	63,0	33,4	54,0	160,0		20,6	21,1	—	352,1	
	17,9	9,5	15,4	45,4		5,9	6,0	—	100,0	
	140000	239000	156000	223000		—	29500	—	787500	18. [1]) Beim „Normalwasser" von 80 cbm erlaubt die Konzession Q_n = 22. Gemischtes Wehr (S. 892), Erdkanal (Abb. 676).
	52,0	88,0	58,0	82,5		—	11,0	—	291,5	
	17,7	30,3	19,8	28,4		—	3,8	—	100,0	
	—	—	—	44500	48500	—	—	—	—	19. Werkkanal.
				50,0	54,0					
	870000	651,800[1])	805845	144100	235550	76100	85185	23000[2])	3151670	20. [2]) „Ungefähr" 198000 M. für Einlaßbauwerk von „14. auf 15." herübergenommen. [3]) Einschließlich Entwurfsankauf. Beschreibung S. 470 ff.
	148,0	111,0	137,0	24,5	40,0	13,0	14,6	48,0	536,1	
	27,6	20,7	25,5	4,6	7,5	2,4	2,7	9,0	100,0	
	1276000	4550000	870000	406000	500000	174000	1030000	294000	9100000	21. Beschreibung S. 410 ff.
	121,3	433,0	83,0	38,7	47,5	16,5	98,0	28,0	866,0	
	14,0	50,0	9,6	9,6	5,5	1,9	11,3	3,2	100,0	
	355,269	46414	188239	48000		2798	in 16. enthalten	500000	1140720	22. Niedr. Wehr (S. 790), Erdkanal, U. W.-Stollen.
	355,3	46,4	188,2	48,0		2,8		500,0	1140,7	
	31,0	4,1	16,5	4,2		0,2		44,0	100,0	
	1205000[1])	2350000[2])	912000	454000	920000	665000	—[3])	725000	7231000	23. [1]) Einschließlich 235000 M. für Schiffsschleusen am Werk. [2]) Einschließlich Stauweiher. [3]) Kosten von Bauleitung und Bauzinsen mit 215000 M. in obigen Einzelposten inbegriffen. [4]) Weiherabsenkung. Beschreibung S. 439 ff.
	160,0	314,0	121,0	60,0	123,0	89,0		97,0	964,0	
	16.7	32,5	12,6	6,3	12,7	9,2		10,0	100,0	
	390000	414000	381000	237000[1])	248000[1])	—	—	13600	1683600	24. Für zwei später einzustellende Einheiten schätzungsweise 90000 M. zugeschlagen. Beschreibung: Sachvers.!
	52.0	55,0	51,0	31,5	33,0			1,8	224,3	
	23.1	24,6	22,7	14,0	14,8			0,8	100,0	
	13666000		3439000	968000	800000		3200000		22082000	25. Blockwehr in der Rhône, 18,6 km Seitenkanal (Abb. 829).
	674,0		168,0	47,0	39,0		158,0		1086,0	
	61,8		15,6	4,4	3,7		14,5		100,0	
	609000		161000	111000	1400000[1])		418000		1419000	26. [1]) Einschl. Leitungsnetz, für Summenberechnung schätzungsweise hier für 120000 M. eingesetzt. Festes Wehr, 1,32 km Kanal.
	121,8		32,2	22,2	280,0[1])		83,6		283,8	
	42,8		11,4	7,8	8,5		29,5		100,0	
—	440000		383000	238000	476000	—	—	—	1533000	27. Beschreibung S. 1321.
	31,5		27,5	17,0	33,5				109,5	
	28,8		25,2	15,6	30,4				100,0	
	560000		120000		440000[1])		40000		1160000	28. [1]) Wohl einschl. Fernleitung; 1200 m Kanal, Druckleitung.
	310,0		66,5		245,0		22,0		642,0	
	48,1		10,4		38,0		3,5		100,0	
	4519000		324000	447000	? [1])		1565000		7405000	29. [1]) Zur Summenbildung schätzungsweise 550000 eingesetzt. Seitenkanal zum Tessin rd. 6,54 km schiffbar, 10 Druckrohre.
	226,0		16,2	22,4	?		78,3		370,3	
	61,0		4,4	6,0	7,4		21,2		100,0	
	144000		181000	94000	206000		38000		663000	30. [1]) 8 km Fernleitung inbegriffen.
	57,6		72,4	37,6	82,4		15,2		265,2	
	21,3		27,0	15,0	31,0		5,7		100,0	
	1530000		513000		422000[1])		450000		2915000	31. [1]) Gleichstromseriensystem. Schützenwehr in der Rhône, Kanal und Stollen 3,85 km, Unterkanal 1,0 km, Druckrohre rd. 500 m (vgl. Sachvers.).
	255,0		85,5		70,3		75,0		485,8	
	52,4		17,6		14,6		15,4		100,0	
	3219000	120000	215000	413000		17000	73400	—	4057400	32. Beschreibung S. 626.
	870,0	32,5	58,2	112,0		4,6	19,9		1097,2	
	79,3	3,5	5,3	10,2		0,4	1,8		100,0	

Digitized by Google

O.-Z.	Bezeichnung des Werkes	Baujahr	Leistungsplan. Obere Zahlenreihe = Verfügb. Wassermenge in cbm/sek, untere Zahlenreihe = verfügb. Nutzgefälle in m. Überschreitungsdauer (Tage): 365	355	270	180	90	0	Ausbau der Maschinenanlage	Normalleistung (Betriebsplanmäßige Höchstleistung) PS	Normalwasserm. (Betriebsmäßige Höchstwassermenge) cbm/sek
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
33.	Pont de Lignon, Hte. Loire (Le Lignon)	1904–06	2,0 40,0	6,0 **40.0**	7,0 40,0	10,0 40,0	— —	— —	4 wagr. Fr.Sp.T. je Q_n = 2,5 und 1000 PS; n = 375. 4 D je 1160 KVA.	4000	4·2,5 = 10,0
34.	Teillet-Argenty (Cher.)	1906–09	0,016 **44—26**	1,20	Wassermenge:		14,7	1300 —	2 (später 4) wagr. Fr.-Sp.-Dopp.-T. je 1500 PS; je Q_n = 5,8 cbm/sek. n = 375. 2 Erregerturb. je 125 PS; n = 540. 2 (4) D je 1250 KVA.	6000	–
35.	Saillant (Vezère)	1898	— h = **43**	—	—	—	—	—	5 Spiral-Frt. je 600 PS; n = 600 und 500; 3 D n = 600; 2 Einphasenstromerzeuger n = 500 (Bahnbetrieb).	max. 2400 min. 1200	–
36.	Mauer a. Bober	1905–12	Mittelabfl. 10 cbm/sek; Nutzgef. 58,7—26,0 je nach Beckenfüllung					—	4 Fr.Sp.T. je 1500 PS; Normalgefälle = 30 m; n = 375. 4 D zu je 1550 KVA.	6000	–
37.	Raabklammwerk bei Weiz.	1909–11	0,296 **60**	0,470 60	1,6 58	2,3 58	3,5 58	240 56	3 Spir. Frt. n = 333. Q_n = 3·0,6 = 1,8 cbm/sek. r. 3 D je 300 KVA. 6300 V.	1080	3·0,6 = 1,8
38.*	Montbovon (Hongrin)	1896 bis 1901	— —	2,50 **60,0**	8,0 —	— —	— —	— —	Girardt. 4·1200 + 2·600 PS.	4800	8
39.*	Hauterive (Sarine)	1906	— —	— **62,0**	— —	— —	— —	— —	Girardt. 8·1200 PS.	9600	15,0
40.	Töllwerk bei Meran (Etsch)	1897–98	8,0 —	8,5 **70,0**	— —	— —	— —	300 —	4 Girardt. je 1500 PS. 2 Fr.Sp.T. je 2500 PS.	11000	–
41.*	Brennerwerke bei Matrei (Sill)	1899	— —	— **80,0**	— —	— —	— —	— —	P.R. 8·750PS.	6000	7,2
42.*	Brigham City (Utha) (Box Elder)	1902–03	— —	— **88,0**	— —	— —	— —	— —	1 Doppelpelt. 800 PS.	800	0,75
43.	Kubel bei St. Gallen, erster Ausbau (Urnäsch)	1898 bis 1900	0,4 je nach Weiherfüllung 92,0 bis 83,0 im Mittel 90,0 m	0,5	—	1,9	—	—	1 P.R. 1200 PS (6 Düsen); n = 300. 1 Fr.Sp.T. 1000 PS; n = 500. 4 Fr.Sp.T. je 500 PS; n = 500 (später erweitert, vgl. S. 661) Drehstromerzeuger.	(4200)[2]	4,5 (durchschnittlich Q_n = 1,4 24-stündig)
44.	Hohenfurth (Ob. Moldau)	1901–04	Mittlere Abflußmenge etwa: 19,0						3 (später 4) Fr.Sp.T. je 2500 PS; n = 420. 3 (4) D je 1950 KVA.	10000	11,0
			—	—	—	**97,0**	—	—			
45.	Montcherand, Waadtland (Orbe)	1905–07	3,5 **98,0**	— —	— —	— —	— —	— —	4 Sp.Frt. je 2000 PS; n = 375. 2 D.	6000	6,0
46.	Heimbach (a. d. Urftalsperre)	1901–05	Mittelabfluß 4,90 **106,0** bis 70,0 je nach Beckenfüllung						6 (8) wagr. Fr.Sp.Doppelturb. je 1500—2000 PS. 6 (8) D je 1600 KVA.	10000[2]	–

Digitized by Google

Anlagekosten (bis einschließlich Schalttafel)										Bemerkungen	
eile: gen - eile: ler al- ag - eile: der nme 22)	Wehranlage (nebst Schiffs- und Floßschleusen) bzw. Talsperrenanlage (mit Grunderwerb)	Wasserumleitung (Werkkanal, Stollen, Druckleitung) mit Kleinlaufwerk und Grunderwerb	Krafthaus (Wasser- u. Hochbau) mit Zubehör (Laufkran, Werkstatteinrichtung usw.)	Turbinen (mit Rechen, Schützen u. Regiern)	Betriebsmaschinen (Stromerzeuger mit Schaltanlage)	Sonstige Anlagen (Wege, Grundstücke, Wohngebäude usw.)	Vorarbeiten, Bauleitung, Bauzinsen	Wasserrechtserwerb	Gesamtsumme		
14.		15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	O.-Z.	23.
41 000	437 000	162 000	56 000	146 000	—	41 000	—	883 000		33. Werkkanal.	
10,2	109,5	40,5	14,0	36,5		10,2		220,9			
4,6	49,5	18,4	6,3	16,6		4,6		100,0			
1 920 000	724 000	240 000	154 000	184 000	64 000	240 000	—	3 526 000		34. [1]) Geschätzt, vgl. S. 566.	
320,0	121,0	40,0	25,5	30,6	10,6	40,0		587,1		[2]) In den Einzelposten enthalten. Beschreibung S. 548 ff.	
54,3	20,6	6,9	4,4	5,2	1,8	6,8		100,0			
240 000		68 000	115 000	140 000	81 000	100 000		744 000		35. Festes Wehr (S. 880), gemauerter Hangkanal 1200 m, 2,0/4,0 m wt., 2 schmiedeis. Druckrohre, $d = 1{,}5$.	
100,0		28,5	48,0	58,5	33,5	41,5		310,0			
32,3		9,1	15,5	18,8	10,9	13,4		100,0			
8 350 000	125 000	230 000	430 000		25 000	73 400	—	9 233 400		36. Hochwasserschutzsperre, vgl. Beschreibung S. 626 ff.	
1390,0	21,0	38,4	71,8		4,2	12,2		1537,6			
90,0	1,4	2,5	4,7		0,3	0,8		100,0			
58 400	330 300[1])	33 500	56 000[2])	26 000[3])	52 500	67 500	—	624 200		37. [1]) Druckstollen und Druckleitungsunterbau (letzterer: 5300).	
54,0	306,0	31,0	52,0	24,0	48,7	62,8		578,5		[2]) Druckrohre, Schieb. u. Turb. Dabei 1. spät. 3. Einheit 8000 zugeschl.	
9,4	53,2	5,4	9,0	4,2	8,4	10,4		100,0		[3]) Für spät. 3. Einh. 7000 zugeschl. Hohes festes Wehr, Druckstollen (S. 1124, 1136).	
560 000		320 000		320 000		320 000		1 520 000			
116,0		66,8		66,8		66,8		315,0		38. Stollen und Kanal 3,0 km.	
37,0		21,0		21,0		21,0		100,0			
2 880 000		760 000		600 000		240 000		4 480 000		39. 9,67 km Kanalstollen, 180 m Druckleitung (Sachverz. I).	
300,0		79,0		62,5		25,0		466,0			
64,2		17,0		13,4		5,4		100,0			
1 180 000[1])				232 000	138 500	205 000	—	1 755 000		40. [1]) Grundstücke . . . . . 124 000 M. Gebäude . . . . . 250 000 M. Wehr- und Wasserbau 555 000 M. Druckleit. u. Turb.-Anl. 215 000 M. Festes Wehr (S. 890), Stollen und Druckschacht.	
108,0				21,0	12,6	18,6		160,2			
856 000		345 000		315 000		40 000		1 556 000		41. 630 m Kanal und Stollen, 880 m Druckleitung.	
142,7		57,5		52,5		66,7		259,3			
55,0		22,2		20,2		2,6		100,0			
60 000		14 300	13 800	27 300		79 300		194 700[1])		42. [1]) Nicht übereinstimmend mit Quelle (Thiesch). 1875 m Druckleitung	
75,0		17,9	17,2	34,1		99,1		243,8			
30,9		7,3	7,1	14,0		40,7		100,0			
683 000	780 000[2])	270 000[2])	118 000	390 000	—	690 000		2 931 000		43. [1]) Einschließlich 620 000 M. für Ausgleichweiher.	
163,0	185,0	64,0	28,0	93,0		164,0		697,0		[2]) Ohne Sickerleitung (vgl. Beschreibung S. 646).	
23,4	26,6	9,2	4,0	13,4		23,4		100,0			
561 000	150 000	295 000	115 000	219 500	42 500	—	40 000	1 423 000		44. [1]) Für 4. Einh. schätzungsweise 30 000 bzw. 45 500 M. zugeschlagen.	
56,1	15,0	29,5	11,5	21,9	4,3		4,0	142,3		[2]) Verteilt auf die einzelnen Posten. Festes Wehr, Hangkanal, Druckleitung, vgl. Sachverz.	
39,5	10,5	20,7	8,1	15,4	3,0		2,8	100,0			
86 000	930 000	363 000	124 000	192 000	—	245 000	66 000	2 006 000		45. Unterhalb La Dernier (O.-Z. 50) gelegen, mit diesem W. zusammenarbeitend. Stollen.	
14,4	155,0	60,5	20,5	32,0		41,0	11,0	334,4			
4,3	46,3	18,1	6,2	9,6		12,2	3,3	100,0			
4 800 000	1 212 000	300 000	295 000[1])	315 000[1])	720 000	—[2])	—	7 642 000		46. [1]) Umgerechnet von 6 auf 8 Stück.	
480,0	121,2	30,0	29,5	31,5	72,0			764,2		[2]) Gesamtbetrag: 1 650 000 M. ist in die einzelnen Posten mit Ausnahme von Maschinen aufgeteilt, wobei Fernleitung (3 300 000) nur mit halbem Anteil bedacht.	
63,0	15,8	3,9	3,8	4,1	9,4			100,0		[3]) Die mittl. verfügbare Jahresarbeit ist 3650 PS/Jr. Die obige Höchstleistung ist so eingesetzt, wie sie sich nach bisher. Erfahrungen im Betr. erreichen läßt. Vgl. S. 698. Beschreibung S. 660 ff.	

Digitized by Google

O.-Z.	Bezeichnung des Werkes	Baujahr	Leistungsplan: Obere Zahlenreihe = Verfügb. Wassermenge in cbm/sek, untere Zahlenreihe = verfügb. Nutzgefälle in m; Überschreitungsdauer (Tage): 365	355	270	180	90	0	Ausbau der Maschinenanlage	Normalleistung (Betriebsplanmäßige Höchstleistung) PS	Normalwasserm (Betriebsmäßige Höchstwasserm cbm/sek
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12
47.	Albulawerk der Stadt Zürich (Albula)	1908-10	5,0 **147**	5,2 147	8,0 147	15,0 147	31,0 147	— —	8 Sp.Dopp.Frt. je 3000 PS und 2,0 cbm/sek, n = 600. 8 D je 2500 KVA. 6900 V.	24 000	16
48.*	Bex (Kt. Waadt) (Avançon)	1899	— —	— **158,0**	— —	— —	— —	— —	6 Löffelr. je 400 PS.	2400	1.6
49.	Bodenmais (Bayern)	1907-08	0,06 **192,0**	0,100 192,0	— —	0,200 192,0	0,260 192,0	5,0 192,0	1 P. R. (2 Düsen) $Q_n = 0{,}234$ cbm/sek. n = 384; 450 PS. 1 D 300 KVA.	450	0.234
50.	Ladernier, Waadtland (Lac de Brenet)	1902-03	— **236,0**	— —	— —	— —	— —	— —	5 P. R. je 1000 PS. Q_n = je 0,42 cbm/sek. n = 375. 2 P. R. je 1600 PS. Q_n = je 0,68 cbm/sek. n = 375.	6600	(5·0.42) $+$ (2·0.68) = 3.46
51.*	Puget Sound (Wash.) (Puyallup)	1904	— —	— **265,0**	— —	— —	— 265,0	— —	4 Dopp.P.R. je 5000 PS.	20 000	8.0
52.*	Roveredo (Ponale)	1906	— —	— **300,0**	— —	— —	— 300,0	— —	2 P.R. je 2000 PS.	4000 (später 9000)	2.0
53.*	Engelberg b. Luzern (Aa)	1903-05	— —	— **300,0**	— —	— —	— 300,0	— —	1 P.R. je 4·2000 + 1·600.	9000	3.0
54.	Schnalstalwerk bei Meran (Schnalser Bach)	1909-11	1.4 **310**	1,5 310	— —	— —	— —	— —	2 P.R. je 8000 PS (voll ausgeb.: 3 P.R. je 8000 PS). 2 (3) D je 8000 KVA. 18 000 V. n = 345.	16 000	—
55.	Bellinzona	1906	0,38 **345**	0,50 —	0,60 —	1,00 —	2,00 —	10,0 —	4 P.R. je Q_n = 0,20 cbm/sek; n = 600. 4 D je 450 KW. 500 $\div$ 5350 V.	2700	4·0.2 = 0.8
56.*	Chamonix (Quellfassung)	1897	— —	— **350,0**	— —	— —	— 350,0	— —	3 P.R. je 225 PS.	675	0.2
57.*	Aigle, Waadt (Grande Eau)	1906	— —	— **350,0**	— —	— —	— 350,0	— —	7 P. R. je 1350 PS.	9450	2.7
58.	Campocologno (Brusiowerk) a. Puschlavsee (Graubünden)	1904-06	Mittlere Abflußmenge (regulierter Mindestabfluß durchschnitt): 3,30 h = **400**						12 P.R. darunter einige Freistrahl-Turb. je 3500 PS. n = 375. 4 Erregergruppen je 250 PS. D je 3000 KVA.	35 000	—
59.*	Vouvry (Lac Tanay)	1901-02	—	— **920—900** je nach Seestand	—	—	—	—	P.R. 4·500 + 2·2000.	6000	0.75

Digitized by Google

Zeile: ganzen ark". te Zeile: PS der emal- stung PS. e Zeile: H. der Summe alte 221	Anlagekosten (bis einschließlich Schalttafel)									Bemerkungen	
	Wehranlage (nebst Schiffs- und Floßschleusen) bzw.: Talsperrenanlage (mit Grunderwerb)	Wasserumleitung (Werkkanal, Stollen, Druckleitung) mit Einlaßbauwerk und Grunderwerb	Krafthaus (Wasser- u. Hochbau) mit Zubehör (Laufkran, Werkstatteinrichtung usw.)	Turbinen (mit Rechen, Schützen u. Reglern)	Betriebsmaschinen (Stromerzeuger mit Schaltanlage)	Sonstige Anlagen (Wege, Grundstücke, Wohngebäude usw.	Vorarbeiten, Bauleitung, Bauzinsen	Wasserrechtserwerb	Gesamtsumme		
	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	O.-Z.	23.
	660 000	3 223 000[1]	480 000[2]	402 000	417 000[3]	329 000	1 490 000[4]	301 000	5 961 000	47.	[1]) Einlauf m. Klärbecken 290 000 M. Druckstollen . . . . 2 233 000 M. Wasserschloß u. Apparatehaus . . . . 165 000 M. Druckleitung . . . . 572 000 M. Unterkanal . . . . 22 500 M. [2]) Umfaßt großes Apparatehaus Abbildung 1017/19. [3]) Einschließlich Spannungswandler. [4]) Ohne Bauzinsen. Beschreibung: Sachverz.!
	27,5	134,5	20,0	16,8	17,4	13,7	6,2	12,6	248,7		
	11,1	54,0	8,1	6,7	7,0	5,5	2,5	5,1	100,0		
			268 000		104 000		24 000		396 000	48.	1,43 km Kanal und Stollen, 402 m Druckleitung.
			112,8		43,2		10,0		166,0		
			67,5		26,5		6,0		100,0		
	8300	59 250	25 812	11 847	16 451	743	—	12 963	135 366	49.	2 feste Wehre, Monierrohrkanal (d = 0,4 u. 0,45, S. 1164), 1 flußeis. Druckrohr.
	19,4	132,0	57,2	26,5	36,5	1,7	—	28,7	28,7		
	6,1	44,0	19,0	8,7	12,1	0,6	—	9,5	9,5		
	121 000	977 000	215 000	168 000	272 000	—	263 000	66 000	2 082 000	50.	Zwei natürliche Seen als Speicher, Stollen rd. 2,6 km, vgl. Sachverz.
	18,4	148,0	32,5	25,5	41,2		40,0	10,0	315,6		
	5,8	46,8	10,4	8,1	13,1		12,6	3,2	100,0		
	1 490 000		103 000	315 000	?	?	?	?	t 950 000[1])	51.	[1]) Kosten v. 75 km Fernleit. inbegr. Nach Ausbau von 40 000 PS fällt Preis auf 450 M/PS. 16 km Holzkanal, 560 m Druckleitung.
	70,0		5,2	15,8	?	?	?	?	525,0		
	—		—	—	—	—	—	—	—		
	360 000		400 000		640 000		200 000		1 600 000	52.	2,35 km Oberkanal, 1,765 km Unterk., 450 m Druckleitung.
	90,0		100,0		160,0		50,0		400[1])		[1]) Später 270.
	22,5		25,0		40,0		12,5		100,0		
	1 520 000		570 000		1 315 000[1])		290 000		3 695 000	53.	[1]) 27 km Fernleitung und 4 Stationen inbegriffen. Wochenausgleichweiher, Druckstollen 2,63 km, 630 m Druckleitung (Sachverz. f).
	168,9		63,3		146,1		32,2		410,6		
	41,0		15,4		35,5		7,9		100,0		
	104 000	1 490 000	—	208 000	212 500	—	170 000	—	2 184 000	54.	Beschreibung: Sachverz.!
	6,5	93,0		13,0	13,2	—	10,6	—	136,3		
	4,8	68,0		9,6	9,8	—	7,8	—	100,0		
	43 600	415 600	51 200	160 000	79 200	26 100	86 300	7000	864 000		
	16,2	154,0	18,9	59,2	29,4	9,7	32,0	2,6	322,0		
	5,1	48,0	5,9	18,7	9,2	3,0	10,0	0,1	100,0		
	27 200		20 000	16 000	22 400		8000		93 600	56.	1460 m Druckleitung.
	40,5		30,0	23,6	33,2		11,9		138,0		
	29,0		21,4	17,1	23,9		8,5		100,0		
	635 000		245 000		190 000		97 000		1 167 000	57.	Stollen 5 km.
	67,4		26,2		20,2		10,2		124,0		
	54,5		21,0		16,2		8,3		100,0		
	2 110 000[1])		1 400 000[2])		2 340 000[3])		—	521 000	6 371 000	58.	[1]) „Hydr. Arbeiten". [2]) „Gebäude und Grundstücke". [3]) „Druckleitung, Maschinen u. Apparate" (auch Spannungswandler). Jahresspeicherwerk, vgl. Sachverz.!
	60,5		40,0		67,0		—	15,0	182,5		
	33,2		22,0		36,6		—	8,2	100,0		
	—	—	—	—	—	—	—	—	1 280 000	59.	Natürlicher Seespeicher, 1800 m Stollen, 1700 m Druckleitung, verleckt verlegt.
									214		
									—		

Digitized by Google

Tabelle 3.

Baukosten von Niederdruckturbinenkammern.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Ordnungszahl	Bezeichnung der Anlage	Zahl der Einheiten	Normalwassermenge „Q_n“ cbm/sek	Normalleistung „E_n“ PS	Nutzgefälle Größtes „h_1“ m	Nutzgefälle Normal- „h_2“ m	Grundriß- Breite „b“ m	Grundriß- Länge „l“ m	Luftraum $blh_1 = V_1$ cbm	Luftraum $blh_2 = V_2$ cbm	Baukosten Mark	Baukosten für die Einheit von Q_n	E_n	V_1	V_2	$\frac{Q_n}{\sqrt{h_2}}$	Bemerkungen
1	Poppenweiler a. Neckar	4	48	2 120	—	4,40	—	—	—	—	101 000	2100	48	—	—	4 400	Einfache senkrechte Francisturbinen, Werk im Seitenkanal.
2	Südwerk bei München	3	66	3 600	5,50	5,50	34,0	28,0	5 220	5 220	396 000[1])	6000	110	76,0	76,0	14 000	[1]) Annähernder Entzifferungswert (vgl. S. 497). Wagrechte Doppelzwill.-Franc.-Turb. Seitenkanal.
3	Augst a. Rhein	10	300	20 000	8,40	6,70	112,0	40,0	37 500	29 900	1 140 000[1])	3800	57	30,5	38,3	9 800	[1]) Voranschlag 1907. Werk steht in der Uferlinie. Wagr. Dopp.-Zw.-Fr.-Tb.
4	Langweid am Lech	4	80	6 000	7,00	7,00	38,0	34,0	9000	9000	575 000[1])	7200	96	63,8	63,8	19 000	[1]) Annäh. Entzifferungsw. (S. 465). Wagr. Doppel-Zw.-Fr.-Tb. Seitenkanal.
5	Wangen a. d. Aare	7	120	10 500	9,25	7,70	57,3	35,0	18 600	15 400	522 000[1])	4350	50	28,2	34,0	12 100	[1]) Ungerechnet den Leerschuß mit 120 000 Mark. Wagr. Dopp.-Zw.-Fr.-Tb. Blechsaugrohre. Seitenkanal. Gründg. in Mergel.
6	Uppenbornwerk bei Moosburg (Isar)	4	70	5 900	9,20	7,90	43,0[2])	32,0	12 650[2])	10 900[2])	566 000[1])[2])	8100	96	44,6[2])	52,0[2])	22 700	[1]) Annäh. Entzifferungsw. (S. 497). — [2]) Einschl. Leerschuß. Wagr. Dopp.-Zw.-Fr.-Tb. Seitenkanal.
7	Gersthofen a. Lech	5	80	7 500	10,50	10,00	52,0	26,0	14 200	13 600	739 000	9240	98	52,0	54,0	29 100	Wagr. Zw.-Fr.-Tb. Schwierige Gründg. (Triebsand).

Digitized by Google

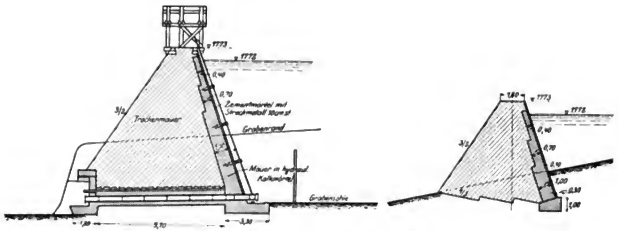


Abb. 1086. Biaschinawerk, Chironicosesperre. M. 1:300.

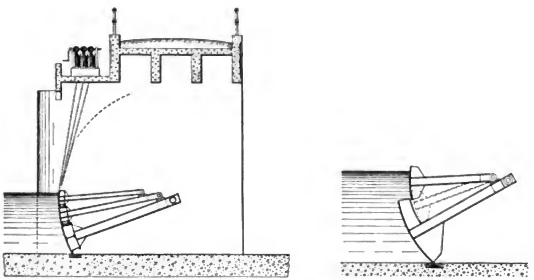


Abb. 1087. Mehrteiliges Segmentwehr nach Hall.
(Ambursen H. C. Co.)

Die neue Ausführungsform überträgt die bekannten Vorteile der einfachen Senk- und mehrfachen Hubschützen auf das Gebiet der Segmentwehre. Wesentliche Einzelheit: daß die Stautafel ein einheitlicher Kreiszilinder mit der geometrischen Achse im Hauptlager.

Digitized by Google

Alphabetisches Sachverzeichnis.

Vorbemerkung: Das Sach- und Schlagwortverzeichnis ist dem Inhalt nach in folgende Hauptstücke eingeteilt:

1. Vorarbeiten, Entwurf und Bau. 2. Betrieb und Unterhaltung. 3. Verwaltung und Wirtschaft. 4. Geographische (Orts- und Werks-) Namen (dies zugleich ein Führer zur Zusammenstellung der zum Teil textlich verstreuten Einzelteile vieler Werke). 5. Gewährsmänner aus Wissenschaft und Praxis. 6. Abgekürzte Literaturverweise.

1. Vorarbeiten, Entwurf und Bau.

Aalpaß 935.
Aalschlupf 326.
Abdichtung, Turbinenkammer 296.
Abfanggraben b. Staudamm 1025.
Abfangmauer 1004.
— in seitl. Hang, eigenartige 1005.
— bei Staudamm 1022.
— ungenügende 983.
Abfangringe 1137.
Abfangsporn 1088, 1331.
Abfangsporen, Beton 414.
— mit Druckluft gegründet 1194.
Abfluß, gleichmäßiger 338.
— vom qkm 339.
— 43jährige Beobachtung 703.
— s. auch Nebenerscheinungen, Eis, Geschiebe, Schwemmsel.
Abflußausgleich durch Talsperren im Leistungsplan 121.
Abflußmengen, beobachtete 55.
— Statistik, Beispiel schwieriger Herleitung 68.
Abflußregler, selbsttätiger 852.
Abflußsammelinie, allgem. wichtige 608.
— Benutzung für Berechnung einer Niederdruckkraft im Verbundbetrieb 624.
— Eschbach, Urft 573.
Abflußvorgang, allgemeiner 54.
Abflußzahlen 573, 606.
— Alpenvorland 647.
— s. auch Wasserhaushalt 672.
Abschluß am Einlaß, ausführl. 895 ff.
— Unterwasser- 1311 ff.
Abschlußvorrichtungen, Antrieb 1195 ff.
Abschußboden, Ausbildung 778 ff.
— bedieft 474.
— mehrfach verlängert 443.
— unzweckmäßiger 344.
— Verkleidung 847.
— zweckmäßig 382.
Abschußgerinne, ausführl. 1203 ff.
— Druckrohr als 1205.
— glatte 1204.
— nach Denil 934.
Abschußrinne in Granit 551, 557.
Absenkung 553.
— von Ausgleichspeichern, Gesichtspunkte 192 ff.
Absperreinrichtungen, allgemeine Anordnung 1191.
Absturztreppe 1121, 1203 ff.
Achsschub bei Spiralturbinen 752.
Akkumulatoren siehe Sammler.
Anfänge der Großwasserkraftnutzung, Isarwerke 471.
— Rheinfelden 290 ff.
Ankerklötze, gr. Druckleitg. 542.
Anlaufpritsche bei Wehr 770, 772.
Anschwellungen, schroffe, häufige, 647.
Anstich bei Talsperren 1043 ff.
— Heber 660.
— See-, Bauausführung 708 ff.
— -Stollen 677.
— Tiefenlage 553, 713.
Antriebsweise, Gesichtspunkte 185 ff.
— Riemenübersetzung 177.
Anzapfung siehe auch Anstich.
— Notverschluß 1049.
— v. Talsp. in halb. Höhe 1067 ff.
Arbeitsbilanz 1213.
Arbeitsvernichter 1229 ff.
Architektur 496, 497.
— Staumauer 599.
Asphalt 960, 1115.
Aufsatzschützen 771.
Aufspeicherungsleistung 103.
Auftrag, Kanal im 531.
— — — hohen 538.
Auftrieb bei Stauwerken 774.
— Entlastung von 785.
— in Staumauer 941 ff.
Aufzug v. Stoneyschützen 809.
Ausbau, allmählicher 240.
Ausbaubestimmung, Vorgehen im praktischen Fall 134.
Ausbauform, Begriff 71.
Ausbaugröße, Begriff 71.
— wirtschaftl. verteilhafteste 92 ff.
Ausbauverhältnis 107.
Ausbeutelinien, Erklärung 114.
Ausbeutelinien, Herleitung 694.
Ausdehnungsstück siehe auch Dehnungsstück.
— unnötig 559.
Ausgleich durch Seen 221.
— durch Talsperren für Schiffahrt 305.
Ausgleichbecken in Fels 1101.
Ausgleichschacht siehe auch Wasserschloß.
— 677.
Ausgleichweiher 600, 1206.
— Betonausschalung 541.
— Eindämmung 451.
— Kanalanschlußwerk 452.
— am Murgwerk 128.
— bei Talsperren 122.
— unterer 723.
Auskleidung, Felsbecken 737.
— Kanal-, Beton 421.
— Stollen-, für 6 m/sek 706.
— von Stollen, eiserne, nicht bewährt 1063.
— Wasserschloß 715.
Auslaß, Knieauslaßrohr m. Deckel 1055.
Auslaßverschluß bei Talsperren, Gesamtanordnung 1048.
Auslässe in Mauern, hydraul. Berechnung 1068.
Auslegerkran 1332.
Auslegerkranen siehe Kranen.
Ausmauerung von Schächten oder Eisenbeton 635.
Ausmündung, Stollen in Weiher 654.
Auspuff 1214.
Auspuffrohre 1220 ff.
Auswahl des Flußtals 137.
Auszimmerung 1138.
Automaten siehe selbsttätig.

Bagger 1262.
— für Kanalreinigung, verschiedene 1256 ff.
— Leistungen 421, 1094.
— Spül- in Betrieb 1255.
Bärenfallen 829.

Digitized by Google

Bauausführung, Felsschüttung, Staudamm 1033.
— Flußdüker 480.
— Hochwasserableitung b. Dammbau 1024.
— Kanal 487.
— Schalkanäle 1106 ff.
— Staudamm 1013.
— v. Staudämmen, ausführl. 998 ff.
— Staumauern 954 ff.
— Steinbusch 350.
— Talsperre, Hochwasserableitg. durch die Sperre 981.
— Wehr 486.
— aufgelöste Wehre 787.
Baubetrieb, Krafthaus- 1331 ff.
— querverfahrbare Seilbahn 1311.
Baueinrichtung f. Staumauern 957.
Baugrube, Dammkern 707.
— Staumauer, Verputzen 638.
— Talsperre 598.
— Turbinenhaus 296.
Baugrund, Beanspruchung durch Wehrpfeiler 808.
— dichter 350.
— Staudamm, schlechter 1039.
Baustein, verschiedener Charakter der Mauerung 958.
Bauunfall 1013.
— Dammbau 1015.
— Erddamm ausgelaufen 656.
— Rohrleitung unterspült 1176.
— Stolleneinbruch 1140.
— Umleitungsgerinne 1017.
— siehe auch Hauptstück 3 „Enttäuschung".
Bauzinsen, gespart 428.
Beanspruchung, zulässige, Mauerwerk 1069.
Bedarf, anpassungsfähiger, Ausbaufrage 130.
Bedienungslose Kraftwerke 1340.
Beleuchtung, Krafthaus 426, 1335.
Belüftungsrohre 532, 658.
— nicht vermißt 552.
Bergsturz 704.
Berme bei Dämmen 998.
Beton f. Abfangmauer, Mischung 1004.
— Cyklopen- 953.
— Eignung für Wehre 782.
— Elastizitätsmodul u. Wärmedehnung 959.
— fehlerhafte Ausführung u. Undichtigkeit b. Kanaltrog 1116.
— Kalk- 538, 737.
— Kalk- in Klärbecken 538.
— mangelhafter 941.
— Mischung 352.
— — Düker 480.
— — Wehr 486, 474.
— Schlackenzement- 417.
— Staumauern 950 ff., 965.
— — bei Dachwehr 985.
— unter Wasser 486.
— Zyklopen-, Mischung f. Dammkern 1031.
Betonbereitung, zweckmäßige Anordnung 1101.
Betonkern, 60 m hoch 1030.
Betonmischung, Eisenbetonschale, Kanal 538.
Betonplatten bei Dämmen 998.
— bei Dammböschung 1005.
— große, Herstellung und Verlegung 1008.
— Herstellung u. Verlegung 1011.
— im Kanal 1083 ff.
— praktische Größe 1085.
— bei Staudamm 1039.
— Stärke, Fugen, Risse 1085.
Betonrohr 1162 ff.
— Preßluftstampfen 1167.
Betonschale auf Böschung 538 ff.
— im Kanal, a. großen Platten 478.
Betonverteilung, maschinelle neuartige 1339.
Bewaldung, Maingebiet 268.
Bewässerung 348.
Bezugerwehr 828, 854.
Blitzschutz 388.
— Fernleitung 333.
— im Oberspannungshaus 258.
Bodenuntersuchung 1017.
— Dammbau 1025.
— unzulänglich 414.
— versäumte 380.
Bogenrohr, freitragend 62 u. 1184.
Bogensperre siehe auch Gewölbesperre und Staumauern, aufgelöste.
Bohrer, Verklemmen 1152.
Bohrhämmer 1130 ff.
Bohrmaschinen 1130 ff.
Böcke, eiserne Wehr- 416.
Böschungen, Befestigung b. Staudämmen 998 ff.
Böschung, Erdkanal 445.
— gebrochene 1007.
— zu steil 487.
— Befestigung 1008.
— Neigung, Kanal- 1082.
Böschungsneigung in Kies 477.
— flache, Staudamm 1013.
— bei Staudämmen 990, 991.
Bremsberg 954.
Bronze, Dichtungsleisten 1050.
Bruttowasserkraft, Formel 39.
Brücke, eiserne, wirtschaftl. 449.
Brücken, Talsperre 595.
Brückenkanal 1104.
— ausführlich 1112.
— 50 cbm/sek, Eisenbeton 531, 540.
Brückenwehr, Hub- 804 ff.
— siehe Losständer.

Catskillwasserleitung 1147.
Cementeinpressung, Stollen 1134.
Chanoineklappe 827.

Dach für Krafthaus 1337.
Dachaufsatz, unpraktischer 368.
Dachdeckung 684.
Dachwehr siehe aufgelöstes Wehr.
Dammbalken 1049, 1053, 1301, 1311.
— am Einlaß 897.
— vor Schützen 233.
— an Wehr 870.
— — — als Notverschluß 808.
Dammbau, Kanal-, Pferdewalzen 541.
— in Trockenschüttung, Beispiel 1010.
— Quelle abgeleitet 1013.
— Schwemmschüttung 1028.
— Verbindung v. Trockenschütt. u. Schwemmung 1027, 1031.
— Witterung 1001.
Dammbauausführung 1004.
— kleine 1017.
— Trockenschüttung 1023 ff.
Dammbruch, Stau- 380.
Dammdichtung 1088.
— Kalkmilch 1091.
Dammerde 1017.
— gute, Beschaffenheit 991.
Dammkern, ausführl. 992.
— Wellblech 1028.
Dammquerschnitt, zusammengesetzter 999.
Dammschüttung 998 ff.
— von Gerüsten 1023, 1026.
Dammwerk, allgemeines 1313.
Dampfaushilfe 741, 745.
— Beznau, Beschreibung 237.
— Rheinfelden 209.
— Tullière 252, 254 ff.
— Wahl des Standortes 262.
— neues Werk 332.
Dampfmaschinen gegen -turbinen 464.
Dampfturbine, stehende 252, 255.
— zu kleine 278.
Dampfwalzen 999.
Dampfzentrale, moderne, Längenschnitt 258.
Dampfzentralen, große 546.
Dauerlinie 62.
Dehnungsfugen 967.
— bei Eisenbetonwehr 985.
— für Kanäle 1120.
— bei Kernmauern 994.
— für Krafthäuser 1330.
— bei Staumauer 960.
— in Stützmauern 1097.
— Wehre 785.
Dehnungsstück 1261.
— Hochdruckrohr 1157.
— für Rohrleitung 1157 ff.
Dichtigkeit von Mörtel 959.
— fester Wehre 769.
Dichtung siehe auch Abdichtung.
— Blech in Kernmauer 995.
— — Staumauer 948.
— Blei bei Talsperren 988.
— Brückenkanäle 1115.
— Damm-, durch Motorwalzen, Kosten 1001.
— bei Dammschüttung 998.
— Dammuntergrund 997.
— Druckstollen, vereinfachte 1136.
— von Erdkanal, ausführl. 1087 ff.
— Holzkanal 1099.
— — Kanal mit Beton 1089.
— Kanal- durch Einseldemmung 1087.
— — mit Tonschlag 445.
— Klappe 832.
— Klappenwehr 829.

Digitized by Google

Dichtung, Lehm in klüft. Fels nicht bewährt 1089.
— nachträgliche von Talsperrengrund 1355.
— natürliche durch Mergel 655.
— Oberwassermauer f. wagrechte Schachtturbinen 1302 ff.
— durch Schleifblech 1050.
— Schützen-, Kupferblech 1300.
— Segmentwehr 839.
— Staumauer auf durchlässigem Grund 1331.
— — mangelhafte 941.
— — vereinfachte 637.
— Stollen-, Versuche 1136.
— siehe auch Stoßverbind. 1154.
— verunglückte Weiher- 746.
Dichtungsbalken 805.
Dieselmotor 279.
— als Aushilfsmaschine 387.
Doppelleitung 332.
Doppelmaschinen 457, 459, 464.
Doppelturbinen bei Talsperrenwerken 194.
Doppelwerk 812.
Drehstrom gegen Gleichstrom 279.
Drehzahl, reduzierte, Begriff 44.
Drosselklappe 737.
— als Grundablaß 1063.
— große 559 ff., 1145.
— große f. Niederdruckwerk 1301.
— hydraul. Antrieb 684, 714, 717.
Drosselspulen 258.
Druckbeanspruchung, Staumauergrund 937.
Druckleitung, Anzahl der Rohrstränge 155.
— Ausführung aus Stollen 1199.
— Bau 719.
— Baubetrieb 558.
— Breitenausdehnung u. Reehen 1260.
— Eisengewicht 721.
— Festigkeitsberechnung 153.
— Flußeisen, große 716.
— häßliche 540.
— Höchstgrenze für Blechstärke 154.
— kleinstzuläss. Blechstärke 162.
— lange, verdeckte, Längenschn. 744.
— Querschnittsbemessung, allgemeine 153.
— siehe auch Rohrleitung.
— Sprengwerk 1115.
— Schutz gegen Steinschlag 558.
— Schutzbedeelung 558.
— schwierige Linie 657/59.
— verdeckt verlegt 678.
— Verlegung unter Erde, Einzelheiten 748.
— Zusammenhang m. Maschinenanlage 1207.
Druckluftgründung, Abfangmauer 1194.
— neuartige Anordnung 1331.
— Wehrbau 772.
— — neue Anordnung 812.
Drucköl 278.
Drucköldruckventil für Schütz 1301.
Druckölentlastung 255.
Druckregler 752.
— ausführlich 1222 ff.
Druckrohre 550.
— $d = 2{,}70$ 532 ff.
— Bruchplatten 1223.
— Einführung ins Krafthaus 1276.
— gegabeltes 1275.
— genietet 533.
— an oder im Krafthaus 1271.
— Lufteindringen 1260.
— in Staumauer, ohne Blech 1357.
— siehe auch Umleitung.
— verdeckt verlegt 1340.
— Verzweigungen 1188 ff.
Druckrohrabschluß, Platz 1192.
Druckrohreinführung hoch an der Wand 560/64.
Druckrohrprobe, Unfall 718.
Druckschacht 1239 ff.
— ausführlich 1178 ff.
— nur Betonauskleidung 1180.
Druckstollen, großer 1053, 1143.
— Linie, Hang- 712.
— Rücken-, langer 676.
— undichter 1135.
— 85 m Wasserdruck 1142.
— 170 m Wasserdruck 1180.
Druckverlust 1152.
— siehe auch Rauhigkeitsziffer.
Druckwasserantrieb für Aufsatzschützen, Dachwehr 1079.
— für Schieber 1196.
Düker 1010, 1122.
— ausführlich 1183 ff.
— druckloser, Kanal-, 50 cbm/sek 539.
— groß. Eisenbeton 1166 ff.
— Graben unter Kanal 488.
— in Stollenzug 654.
— in Wehren 474, 479.
Durchhang Berechnung 1342.
Durchlässigkeit, Einzugsgebiet 646, 670.
— Hochweiher 746 ff.
— Seegrund 704.
— Wehrbaugrund 772.
Durchsickerung bei Dämmen, Fließgeschwindigkeit 991.
— bei Erddamm 1024.
— — Erddämmen beob. 1014.
— beobachtete, Staumauer 947.
Düse 43.

Economiser 256.
Eggen bei Dammbau 1001.
— für Dammbau, Bild 1023.
Ejektor siehe Gefällemehrer.
Ejektorenschützen 178.
Einbauten in Kanälen und Gefällsverluste 149.
Einführung der Druckleitung, Hochdruckwerk 723.
Einlaß, Allgemeines über Anordnung 888 ff.
Einlaßbauwerk, grundsätzlich 41.
Einlaßschleusen, Steinbau 531.
Einlauf, ungünst. Anordnung 280.
— von Niederdruckwerken 1286 ff.
— Not-, bei Wildbett 529.
— offener in Schiff.-Kanal 292.
— ohne Schwelle 528.
Einlaufbauwerk Beznau 224.
— ganz Stein 537.
— zweckmäßige Stellung 476.
Einlaufschützen siehe auch Turbinenschützen.
Einlaufverhältnisse von Niederdruckanlagen 1293, 1314.
Einsteigrohre, Turbinenlager 1303.
Einströmungsverhältnisse, Turbinenkammer Beznau 233.
Einzugsgebiet, Ruhr, Karte 288.
— von Talsperren, Erschließung des vorgelagerten 145.
— undurchlässiges 505.
— Urgestein 246.
— verschieden, Wahl d. Fassungsstelle 144.
Eintrittsgeschwindigkeit in Turbinenkammer 251.
Eis, allgemein 60.
— bei Talsp.-Überfall 1071.
— Grundeisbildung 61.
— Schutz von Tauchverschlüssen durch Heizung 839.
— über Wehre 775.
Eisabführung 824.
Eisabfuhr im Wasserschloß 1262.
Eisablässe, Roste 459.
Eisbalken siehe Schwimmbalken.
Eisen, Brückenkanal 1113.
— für Rohrleitung 1149 ff.
— für Talsperren 976.
— im Wehrbau 789.
Eisenbeton 1077.
— Abdeckung 1274.
— Ablaufkanal unter Krafthaus 251.
— Abschußboden auf Kies 781.
— Abschußpritsche 770.
— Becken 1266.
— Bewährung gegen Wärmedehnung 1171.
— Böschungsdecke 998.
— Brücke mit Schleusen 480.
— Brückenkanal 1112 ff.
— Brückenkanäle 531, 540.
— Dammausluß 1009.
— Dammkern 1035.
— Damm-Krafthaus 1325.
— Dichtungsschicht, Staumauer 948.
— Dichtungswand an Staumauer 942.
— Düker 1010.
— Grundablaß 833.
— Grundplatte 738, 916.
— Kammerschleusen 925.
— verschiedene Kanäle 1101.
— Kanalbrücken 532.
— Kanaldecke 1083.
— Kanalsohle 538.
— Kanalschalen 1085/87, 1092.
— Kanalstützmauer 293.
— Kanaltrog 1116.
— Kanalunterführung 539.
— provisorische Kanalwand 420.
— bei Kernmauern 995.
— Kernmauer 996.
— Krafthaus 1302, 1328, 1334, 1337/39.
— Maschinenhalle 495.

Digitized by Google

Eisenbeton, Notkanal 1093.
— Rohrbrücken 1186.
— Rohrleitung, allgem. 1147.
— Schleusen 477.
— Schußrohr 1204.
— Schützenpfeiler, Stege, Dükер 475.
— Stollen, großer 1145.
— Stollenschalen 1135, 1362.
— Streifwände 929.
— Sturzbecken 1059.
— Stützmauer 1096 ff.
— für Talsperren 976.
— Talsperre trotz Unterspülung standfest 983.
— Taucherglocke 1056.
— Tauchwände 892.
— Turbinenanlage 1292.
— an Turbinenkammer 253.
— Turbinenkammer 294.
— Turbinenrohr 1024.
— Turbinenschacht 1300, 1323.
— aufgelöster Überfall 862.
— Umfahrungsstollen 706.
— Wassertürme 1218.
— gr. Wehrbrücke 813.
— Wehre und Staumauern 784.
— in Wehrpfeilern 250.
— Wehrpfeiler 808, 847.
— Wehrsteg 892, 894.
Eisenbetondecke 481.
— an Dammüberfall 1059.
Eisenbetonkanal 1100 ff.
— zweckmäß. Baubetrieb 1102 ff.
— Risse 1120.
Eisenbetonpfahl für Rohrsattel 1176.
Eisenbetonpflaster bei undichter Kernmauer 1031.
Eisenbetonrohr 1155, 1204.
— $d = 4$ m 1166 ff.
— ausführlich 1164 ff.
— Baumausführung 1166 ff.
— mit Blecheinlage 1165.
— unter Damm, verstärkt 1164.
— ausgeführte Druckhöhen 1170 ff.
— Einlagen 1164.
— fabrikmäßig hergestellt, Verfahren 1168.
— Herstellung 1358.
— — in der Baugrube 1169.
— Wasserdichtigkeit 1165.
— zulässiger Wasserdruck 1359.
Eisenbetonrohre 1358.
Eisenbetonröhren für Kondensationsspeisung 257.
Eisenbetonschale, Kanalauftrag 538.
Eisenbetonschützen 1355.
Eisenbetonzellen f. Bekohlung 257.
Eiseneinlagen in Staumauern 959.
Eisenkanal 1099 ff.
Eisenrohr, erforderl. Dehnungsziffer 1458.
— Rostzuschlag 1164.
— $d = 5{,}1$ am Stollenende 1188.
— Zementanstrich 1150.
— zulässs. Beanspruchung 1151.
Eisenverbrauch, Turbinenhaus 296.
Eisgang, Abwehr 921 ff.
Eisklappe 813.
Eisklappe, Walzenwehr 843.
Eisschub 967.
— Ausschaltung b. Dachwehr. 981.
— bei Talsperren 936.
Energievernichter siehe Arbeitsvernichter.
— 1226/27.
— Druckrohrausluß 1223.
Entlastung, selbsttätige, bei Druckleitg. u. off. Kanal 1206, 1227 ff.
— bei Hangkanal 1106.
— Kanalbrücke 1121.
— selbsttät., zur Kanalreinhaltg. 1079.
— v. Trieb-Wasserleitungen 1187.
Entlastungskanal, unzweckmäßige Anlage 1014.
Entlastungsstollen 674.
Entleerung, Rohrleitgs.-Ende 750.
Entlüftung v. Rohrleitg. 1148.
Entnahmelinien 113.
Entnahmeturm, großer, amerikanischer 1053.
Entwässerung, Dichtungsschicht b. Damm 993.
— bei Krafthaus 1276.
— bei Niederdruckwerk 1316.
— Staumauer 577, 598.
Entwässerungsgraben um Sammelweiher 451.
Entwurfselemente, maßgebende 69.
Erdanker 1085.
Erdbewegung, Einheitspreis 74.
Erddamm 350.
— 12,8 m hoch 340.
— 14,6 m hoch 655.
— trägt Eisenbahn 342.
— mit Mauerkern 609.
— Mühltal 341.
— Pläne, $h = 17$ 704.
— siehe Staudamm.
— mit Staumauer verbund. 380.
— am Weidar 746.
Erdkanal 734.
Erweiterung, vorgesehen 737, 751.
Estrich für Krafthaus 1337.

Fangdamm 1064.
— eiserner 1431.
— als Kiesschwelle 224.
Fensterstollen, zweckmäßige Anlage 654.
— Zahl 1129.
Fernleitung, Bauausführung 496.
— Gittermast 543.
— große 495 ff.
— im Jura 432.
— Kabel 617.
— Konstruktion 261, 690.
— Oldau 332.
— Schlesien 636.
— Überland-, Konstrukt. 389 ff.
Festpunkt, beschränkte Zahl 559.
— vor Maschinenhaus 1276.
Festpunkte 718, siehe auch Verankerung.
Filteranlage, Trinkwasser 609 ff.
Fischerei, Schutzmaßnahmen in Rheinfelden 204.
Fischpaß 326, 490.
— ausführlicher 931 ff.
Fischpaß Denil 933.
— großer 249.
— in Wehrpfeiler eingebaut 416
— zweckmäßiger Platz 351.
Fischschleuse 934.
Fischtreppe, Ansicht 351.
— einfache Bauweise 482.
Fischtreppen, Abmessungen 932
Flachlandflüsse 324, 337 ff., 362, 378.
Floßeinfahrt 487.
Floßeinlaß, Kanal, Isar 475.
Floßeisenbahn 931.
Floßfedern 482, 929.
Floßgasse, beweglich mit Stauhöhe 927.
— Einlauftiefe 352.
— gebrochenes Gefälle 490.
— große, steile 482.
— Moldaukanalis. 928.
— steile 927.
— Steinbusch 351.
— Verschluß 930.
— Wangen 413.
— an Wasserschloß 1262.
Floßgassen, ausführl. 926 ff.
Floßkanalabzweig 477/78.
Floßschleuse 823.
— Einlauftiefe, günstig niedrige 444.
— Kanaleinfahrt, Konstr. 450.
Floßschleusen, Kanal 442.
Floßschleusenverschluß, Klappe hydraulisch 343.
Flußlauf, Auswahl 69.
Flußregulierung 503, 670.
— Isar 473.
— — ausführl. 476.
— ungenügende 323.
— bei Wehrbau 486.
Francis siehe Turbinen.
Francisturbinen f. Hochgefälle 174.
— zulässiges Höchstgefälle 687.
Freihängen 146.
Freileitungen, elast. Maste, Berechnung 1342 ff.
— Normalien für 1342.
— statische Berechnung 80.
Freischleusen in Erddamm 343.
Frost, Einfluß auf Abflußvorgang 56.
— Stollen, Bauausführung b. 1146.
Führungsmauer im U. W. unzweckmäßige 251.
Füllschieber 1021, 1049, 1292.
— für Turbinenemläufe 1301.
Füllungslinien 66.
— Erläuterung 112.
— Urft 676.

Gall-Ketten 813, 819, 838; neuartige 841.
Gebirgsdruck 1128.
Gefälle 364 m 702.
— besonders kleines 177.
— Dauerlinie bei Hochdruckwerken 92.
— maßgebendes 65.
— stark schwankendes, Turbinen 684.
— überstautes u. umgangenes 69.

Digitized by Google

Gefälle, Veränderlichkeit 41.
— von 950 m 155.
Gefällemehrer 177, 1313.
— bewährte Ausführungen 179.
Gefälleverlust 40.
Gefällsbruch, starker, in Druckleitung 718.
Gefällsdauerlinie, besondere, bei Pumpenantrieb 290.
Gefällstrecke, Auswahl 69.
— — praktischer Fall 413.
— gegeben 379.
— Wahl der 137.
Gegengewichte bei Segmentwehr 837.
— weggelassen 813.
Gehäuseturbinen 185.
Gemischte Wehre 873.
Generator siehe Stromerzeuger.
Gerinne, künstl., ausführl. 1096 ff.
Geschiebe 535.
— Floßeinluß, offen bleibender, gegen Geschiebeeindrang geschützt 476.
— bei Klappenwehr 856.
— in Rheinfelden 204.
— Schutz gegen Abschliff 782.
— Seedelta 703.
— Sinkdauer 899.
— Zurückhaltung 817.
Geschiebeführung, Rhône 904.
— stark, Isar 471.
— Zahlenbeispiele 59.
Gewölbe, Kernmauer 995.
— liegende 784.
Gewölbedecke bei Eisenbetonsperre 987.
Gewölbesperren, ausführl. 960 ff.
Girarditurbinen 581.
Glattstrich an Staumauer 943 ff.
— wasserdichter Spezial- 1180.
— Wehrkörper 782.
Gleichstrommaschinen 460.
Gleichstromwerk 356.
Gletscher, Einfluß 703.
Goudronanstrich in Kanal 538.
Granit 548.
Griesständer 793.
Grießsäule, auslehbare 451.
Grobrechen, ausführl. 893.
Grobrechen, Seeanzapfung, tiefe 1049.
— überflüssiger 251.
Grobrechenhaube 634.
Großblöcke als Sohlenschutz 344.
Grundablaß 536.
— Angriff des Wassers 1060.
— Drosselklappen, besondere Abdichtung 1063.
— mit Saugrohr 1202.
— See- 706.
— bei aufgelöst. Staumauer 1045.
— größer in Staumauer 944.
Grundablaßstollen und Abschluß, sehr hoher Wasserdruck 966.
Grundablässe bei Talsperren, ausführl. 1064 ff.
Grundeis siehe Eis.
Grundrißform v. Staumauern 597.
Grundwasser, Rauhbau 287.
Grundwasserabsenkung 1331.
Grundwasseranstauung 488.
Gruppenwasserversorgung 583.
Gründung, bewehrte Platte auf Triebsand 458.
— auf Eisenbetonplatte 738.
— Krafthaus- 1339.
— einfache in Mergel 425.
— tiefe 964.
Gußeisen, Druckleitung 738.
Gußrohre 1150 ff.

Haarrisse in Druckstollen 1136.
— Eisenbetonkanal 1106.
— Staumauer 948, 957.
Hangkanal 1083.
— Entwässerung 1106.
— großer 1092.
Hangüberfälle 1060.
Heber, Anzapfung 1056.
— in Druckleitungen 1185 ff.
— Druckrohrabschluß 1260.
— Rechenspülung 1238, 1239.
— siehe auch Saugüberfall.
— Talsperrenanzapfung 660.
Heberturbinen 185, 1307.
Hebewerk 925.
Heizung 1335.
Hermaringen, Krafthaus 1336.
Heyn 816.
Hilfssammelschienen in Rheinfelden 209.
Hilfswehr, geschüttetes 1064.
Hochdruckkraftwerk, ausführlich 1267 ff.
— Gliederung 1271 ff.
— beschränkter Grundriß 1268.
— Längenschnittentwurf, Gesichtspunkte 144.
— zweiseitige Maschinenanordnung 1273.
Hochspannung in Maschinen, zulässige 386.
Hochspannungshaus 497.
— angebautes 388.
— besonderes 544.
— eingebaut 495.
— Raumbedarf 389.
Hochwasser, Staumauer im Bau überflutet 558.
— siehe auch Wasserhaushalt.
— — — Wasserstand, Schnellgeschwindigkeit usw.
Hochwasserabführung ohne Stau 474.
Hochwasserableitung 909, 913.
Hochwasserdamm, beiderseits vom Kanal 446.
Hochwasserentlastung, Möhne-Talsperre 598.
— bei Talsperren 1009.
— — — ausführlich 1057 ff.
— — — Auslaßturm 60 m hoch 1031.
— — — in Damm, Bauwerk 1015.
— — — Damm, Turm, Zeichnung 1020.
— — — Gesamtanordnung 1073.
— — — Staudamm, Grundablaß 1026.
— — — bei Steindämmen 1036.
Hochwasserentlastung bei Talsperren, Überfälle mit Aufsatz, Beispiel 1072.
— — — unzulängliche 1038 ff.
— von Talsperren, Hangtreppe und Turm 1005.
— umfangreiche 631.
Hochwasserklappen, selbsttätige 853 ff.
Hochwasserschild s. Tauchwand.
Hochwasserschutzbecken 626 ff.
— allgemein 123.
— Leistungsberechnung 645.
Hochwasserturbinen, allgemein 175.
— Bezmau 228.
— Niederwasserturbinen unwirtschaftlich 254.
Hochwasserumleitung bei Talsperrenbau 1065.
Hochwasserverlauf, Kurve 627.
Höchstwasserkraft 64.
Holz 482.
— Abschußboden 780, 821.
— Lärchen- 769.
— für Rechen 893.
— im Spülkanal 1075.
— Sturzgerinne 1204.
— am Wehr 474.
— Wehr, Floßgasse 484.
— — und Leitdamm 824.
— Wehroberflächenschutz 783.
— Wehrverschalung 775.
— an Wehrwalzen 843.
Holzbelag, Floßgassen 929.
Holzkanal 1099, 1112.
Holzkanalbrücke, schöne 479.
Holzkanalbrücken 488.
Holzrohr, ausführlich 1159 ff.
Holzrohre 996, 1029, 1183, 1148.
Holzschützen 475, 793, 805.
— mit Eiseneinlagen 486.
Holzverkleidung 848.
Holzwehre 769.
Hubständer 485, 799.
Hydraulischer Antrieb f. Schiffsschleusen 926.
— — Wehre 849 ff.
— Wehrantrieb 829.
— — Hydromotoren 838.
— — Tauchsegmente 839.
Hydrographie siehe Wasserhaushalt, Abfluß, Niederschlag.
Hydropulsator als Gefällemehrer 180.

Isolierung 1329.
— gegen Hochwasser 1277.
— bei Krafthaus 1276.

Jahreslinie, Erläuterung 62.
— für Pump- und Elektrizitätswerk, landwirtschaftl. 306.
— Wasserstände u. -mengen 440.

Kabel für Hochspannung 464.
Kabelkanäle 431.
Kabelnetz, städtisches, Hochspannung 497.
Kahnrutsche 925.

Digitized by Google

Kalk, hydraulischer, Staumauer 656.
Kalkbeton 1174.
— Maschinenhaus Beznau 235.
— im Turbinenhaus 252.
Kalkschiefer 527.
Kanal 483.
— im Auftrag 487, 1090 ff.
— Ausbetonierung, Bild 1085.
— Ausbetonieren unter Wasser 1086.
— Berme 1083.
— Dreieckquerschnitt 888.
— eingewölbter 1098.
— Erd-, Querschnitt Beznau 226.
— gemauerter, kleiner 1100.
— Hochwasser nicht hereingelassen 476.
— Kunststeinbeläge 1086.
— Linienführung 1081.
— neuer an bestehenden angebaut 473.
— als Speicherbecken 110.
— Schiffahrt 308.
— — und Böschung 1083.
— umgebauter Schiffahrts- 292.
— siehe auch Umleitung.
— im Vorland 487.
— Wassertiefe, ausführl. 1081.
Kanalabschluß bei Brückenkan. 1117.
Kanalabzweig. Sicherheitsabstand vom Wehr 325.
— vom Schiffahrtskanal 293.
Kanalausmündung, Grundriß 426.
Kanalbau, schwieriger 419.
Kanalbruch 1092.
Kanalbrücken, Bach und Straße 532.
— Beispiele, auch ästhetisch 478.
— viele 539.
Kanaldamm, Schutz gegen Hochwasserüberdruck 476.
— mit Kern und Überlauf 1059.
Kanaleinlaß 821.
— bei Schiffahrt 893.
— verfehlter 444.
Kanaleinlaßpfeiler, elegante Lösung 475.
Kanaleinlauf, älterer 416.
— eisbedrohter 344.
— offener 509.
— mit hohler Schwelle 1288.
— Stellung 486.
Kanaleinteilung, Gesichtspunkte 142.
Kanalgefälle, verschieden f. Ober- und Unterkanal 151.
Kanalisierung, Aller 323.
— Neckar, ausführl. 503.
— Wehr 806.
Kanallängenschnitt, München 487.
Kanalquerschnitt, Form 1079 ff.
— Rheinfelden 204.
— Schiffahrt und Kraft 510.
— vorteilhafter Schal- 1108.
— wechselnd 531.
Kanalsohle über Gelände 477.
Kanalstollen 1123.
— großer 1144.
Kanalunterdruck bei Auskleidung 1097 ff.
Kanalunterführung unter Wildbach 1123.
Kanalunter- und Überführungen 1111 ff.
Kanalverlängerung 446.
Kanalwerke, allgem. 1312.
Kanderwerk, Brückenkanal 1119.
Kaskade siehe Schußrinne.
Katarakt siehe Ölkatarakt.
Kälterisse an dünnen Gewölbesperren 966.
Kerndamm, Querschnitt 1019.
Kern, Letten- 705.
Kernmauern 997.
— ausführl. 993.
— Beanspruchung 994.
— hohle 996.
— Prüfung der Dichtigkeit 1031.
Kies siehe Geschiebe.
Kiesabweiser 819.
Kiesfang ausführl. 885 ff.
— kleiner, zweckmäßiger 1250.
Kiesschwelle 1286.
— beweglich 529.
— aus Fangedamm 224.
Kiesspülung bei Talsperr. 1074 ff.
— verteilte 1288.
Kiestaschen 1257.
Kistenleitdamm 824.
Klappe, hydraulische 343.
— große, bei Seeanzapfung 1049.
Klappen für Rohreinlässe 1054.
Klappenwehr 786.
— ausführl. 826 ff.
— selbsttätiges 852.
— Schneidenlager 856.
Kläranlage für 50 cbm/sek 531.
— ausführl. 883, 898 ff.
— mit Bagger 528.
— eigenartige, Beispiel 904 ff.
— vor dem Einlaß 903.
— an Kanälen, ausführl. 1234 ff.
— für 50 cbm/sek, verteilte Spülung 535.
— und Speicher 1253.
— in Stollen 910.
— mit Schikanen 904 ff.
— verfehlte 902.
Klärbecken siehe Kläranlage.
— in Kanälen 1250 ff.
Klebekasten 420, 1092, 1093.
Klinker, Schleuschutz in Düker 480.
— Spezial- 706.
Klinkerverkleidung, Turbinenkammer 328.
Kolk 343.
— Versuche 779.
— vor Wehr 485.
Kondensation, Strahl- und Oberflächen- 278.
Konglomerat, Kanaleinschnitt 538.
Korndurchmesser, wirksamer 991.
Kraftgewinnung f. Baustelle 957.
Krafthaus, Anordnung der Druckrohre 1268 ff.
— allgem. Anordnung 1312 ff.
— Architektur 720, 723.
Krafthaus, ausführl. 1267 ff.
— Baustoff, ausführl. 1328 ff.
— in Fels gespr. 1322.
— eigenartiger Grundriß 1278, 1285.
— Grundriß neben Wehr 250.
— teure Gründung 1268.
— Hilfsdienstanlagen 1308 ff.
— siehe auch: Hochdruckkraftwerk., Niederdruckkraftwerk, Mitteldruckanlage.
— Hochdruck-, Pläne 723.
— in die Höhe entwickelt 1334.
— Lüftungsanlage 1359.
— siehe auch Maschinenanordnung 683.
— siehe auch Maschinenhalle.
— Platzwahl 661.
— Querschnitt 1226.
— Spiralturb., Grundriß 534.
— Speicherpumpwerk, Pläne 749.
— im Standamm 1325 ff.
— überbaut von Hochspannungsraum 1284.
— Wahl der Baustelle 1267.
— und Wärterwohnung 1333.
Kraftquellen, unerschlossene 122.
— Vereinigung verschiedenartiger in ein Netz 127.
Kraftübertragung, alte mechan. 742.
— elektrische, -Anlagen, grundsätzlich 48.
— moderne Anlage 257 ff.
— Heimbach 688 ff.
— landwirtsch. ausführl. 387 ff.
Kraftwerk am Ausgleichweiher 600.
Kran für Schützen, drehb. 1054.
Kranen, Ausleger- 954, 965.
— unmöglich 964.
Krautwuchs, Rückstau 60.
Kronenbreite, Überfallwehre 775.
Krümmer 1277.
— Druckrohr 1276.
Kunststein, gr. Betonquader 947.
— Druckfestigkeit 1135.
— Großblöcke 954.
— Stollenauskleidung 1135 ff.
Kunststeinblöcke, große 960.
Kupplung, starre 1275.

Lager siehe auch Drucköl.
— Drucköl-Spurlager 228, 743, 1285.
— Kamm- 752.
— Klappenwehr- 832.
— Trag- über O. W. 1304.
— zugänglich 463.
— — Einsteigrohr 430.
— Zugänglichkeit bei Schachtturbinen 1303.
Landanschluß, Wehr- 486.
Langsamläufer 687.
Laufkran 1339.
— ausfahrbar 1336.
— über Turbinenschacht 1303.
Laufrad, Bronze 752.
— fliegend 724.
Laufradform und -größe für verschied. Normalwassermenge 72.

Digitized by Google

Laufradform, Beispiel, Niederdr. 385.
— Wahl der 173ff.
Längenschnitt, gebrochener, von Kanalspiegeln 151.
— Kanal Rheinfelden 209.
Längenschnittentwurf bei Hochdruckwerken 145.
Leerlauf, ausführl. 1200ff.
— Eisenrost 459, 462, 1204, 1247.
— Größe 1202.
— Kanal-, turmförmig 1365.
— selbsttätiger, im Turmschacht am Hangkanal 1365.
— am Stollenfenster 653.
— überflüssig 293.
Leerlaufleitung bei Stollen 713.
Leerschuß in Rechenmitte 403.
— — alt 400.
— Wirksamkeit 1238.
Leerschußtreppe 481, 491.
Lehmkern 1025.
— Beispiel 1024.
Leistungsermittelung bei Speicherwerken 113.
— Speicherwerk, angewandte 728.
Leistungsplan mit natürl. Aufspeicherung (Hirschhorn) 515.
— Erläuterung 62.
— Mühltal 340.
— München, Kanalwerke 472.
— Schwabenheim 506.
— mit Talsperrenausgleich 290.
— Tuilière 246.
— Wangen 411.
— mathemat. Zergliederung 94.
Leitdämme 487.
Leitschaufeln 42.
Leitungsmassen 496.
— Holz 333.
Leitungsnetz, Aufbau grundsätzlich 49.
— landw. ausgedehntes 389.
— Kubel, Karte 664.
— ländliches 583.
— landwirtschaftl. Umfang 311.
Leitungsnetzkarte, Heimbach 689.
— Rheinfelden—Wangen—Beznau 210.
— Tuilière und Queuille—Rochebut 260.
Leitwerk Rheinfelden 203.
Leitwerke, unterhalb Wehr, Regulierung 474.
Lettenschlag vor Wehr 772.
Lettensporn 949.
— siehe auch Abfangsporn.
Lichtweiten, ungleiche, bewegliches Wehr 475.
Linienführung, Druckleitung 556.
— Kanal-, Schönheitsrücksichten maßgebend 477.
— — schwierige 539.
— Stollen, Gesichtspunkte 654.
Lokomobile 279.
— Aushilfe 368, 386.
— unmittelbar gekuppelt 387.
Löntschwerk, Dammbau 1024.
Lossständerwerk 307, 485, 734.
— ausführlich 793ff.
Luftdruckgründung bei Stolleneinlaß 1056.
Luftrohr 1263.
Luftventil 1182, 1205.
— am Düker 1184.
— selbsttätige Druckleitg. 1157.
— an Holzleitung 1199.
— wichtig 1160.
Lüftung, Krafthaus 1235.
— Krafthausdach 724.

Mangeldauerlinie, Wupper 589.
Mangelfläche 94.
Marbach 184.
Maste, einfache eiserne 390.
Maschinenanlage, allgemeine Anordnung 168ff.
— moderne und veraltete, kleines Niederdruckwerk 367.
— zweireihige 683.
Maschinenbohrung siehe auch Stollenbau 1130.
Maschinenfundamente, freistehend 1272.
Maschinengröße, verschiedene 554, 663.
Maschinengruben 1275.
Maschinenhalle, Innenarchitektur 1337.
— Raumbedarf 1334, siehe auch Krafthaus.
— Wandbehandlung 1336.
— Zugänglichkeit 1335.
Maschinenhaus, einfaches 560.
— gut zugänglich 460.
Maschinenraum, finster u. eng 355.
Maschinensaal, großes Einfahrtor 550/53.
— zu eng 846.
— im Keller 404.
— siehe Krafthaus.
— Lüftungskanäle 1359.
— schöner 483.
Maschinenzahl 1310.
— und Einheitengröße, Gesichtspunkte 170.
Materialbahn, lange 674.
Mauerinhalt bei Staumauern, Formel von Rehbock 116.
Mauerwerk, mageres, f. Staumauer 943.
— Trocken-, Staumauer 947.
Mergel 1004, 1017.
— als Kanalbett 425.
— — Wehrbaugrund 475.
Meßschirm 1286.
Meßwehr 723, 777.
Mindestquerschnitt v. Stollen 152.
Minensprengung 1035, 1036.
Mitteldruckanlage 1267.
Mitteldruckwerke, ausführl. 1319ff.
Mittelspannung, Begriff 261.
Mittelwasser, Begriff 63.
Moellons an Staumauer 943.
Monitor 1092/93.
Moore als Speicher 337.
Mörtel, Auslaugung 945.
— Kalk- 951.
— Putz, Mischung 945.
— Traßzusatz 951.
— Zugfestigkeit 937, 951.
Mörtelbereitungsstelle, große 956.
Motorwalzen 999.
Mühle, umgebaut, Elektrizitätswerk 403.

Nagelfluh 646.
— Kanal in 530.
Nebenanlagen von Wehren, ausführlich 923.
Nebenerscheinungen des Abflußvorgangs, allgemein 58.
Netzkarte, Lechwerke 441.
— Lottin 364.
Niederdruckwerk, altes 734.
— zwei alte 743.
— ausführlich 1286ff.
Niederschlag, allgemein 53.
Niederschlagsbeobachtungen 671ff.
Niederschlagsmengen, große 627.
Niederschlagsziffern, typische 54.
Niederwasser siehe auch Wasserhaushalt.
Niederwasserturbinen siehe Hochwasserturbinen.
Nietrohr, Nähte 1152.
Nietrohre 748, 1149ff.
— Materialfehler 1158.
— spiralgenietet 1153.
Normalgefälle im Leistungsplan 65.
— Wahl des 175.
Normalleistung einer Anlage 65.
Normalwassermenge, Begriff 64.
Notschützen, Beznau 233/34.
Nutzgefälle, grundsätzlich 41.
Nutzleistung, theoret. Maximum 65.

Oberspannungshaus 257.
Oberrollgewichtsklappe 831/32.
Oberwasserwasserbucht, ungeeignete 326.
Ölkatarakt 1223/24.

Pachytekt 948.
Parallelbetrieb, Einrichtungen 534.
Pegelbeobachtungen, Zuverlässigkeit 67.
Pelton siehe Turbinen.
Peltonrad bei kleinem Gefälle 662.
— Gehäuse 1278.
— Schwingdüsen 1225.
— Wasserableitung 1276.
— $k = 350$ 724.
Pfahlgründung 1016.
— Bohrrohrpfähle 449.
— eiserne 480.
— Stauwehr 415.
— Wehr 443, 485.
Pfahlrost, Staumauer 949.
Phasenverschiebung und Maschinengröße 278.
Plattenkanal 1110ff.
Profilradius 147.
Pufferschacht siehe Wasserschloß.
Pumpen für Bewässerung 1324.
Pumpe, Hochdruckreisel- 583.
— — Schnitte 740.
— Hochdruck-Wirkungsgrad 740.
— für Schwemmschüttung 1029.
— schwimmende, auf See 711.

Digitized by Google

Pumpwerk bei Talsperre 1354.
— Turbinen- 606 ff.
— — Pläne 612 ff.
Putz s. auch Glattstrich, Mörtel.

Querschnitt, Erdkanal 487.
— Kanal-, verschiedene, je nach Bodenart ausgeführt 421.
— — wechselnder 477.
Querschnittsform, günstigste von Kanälen 148.

Raudbelastung, Begriff 100.
Rasen als Uferbefestigung 487.
Rasenhaupt 992.
Rauhigkeitsziffer für Betonplatten 227.
— für verschied. Bauweisen 147.
— Druckrohr 1161.
— für Druckrohre u. Stollen 161.
— für Holz 1099.
— Stollen 1128.
Rauhwehr im Kanal 344.
Raumbedarf, Maschinen 725.
Rechen, Aale 935.
— Abmessungen der Bühne 1240.
— aufziehbare 552, 658, 894.
— — zylindrische 1032.
— Beznau 232.
— Größe, bei Ausgleichbecken 1046.
— schräge Blätter 889.
— im oberen Teil durch Blechwand ersetzt 455.
— an Druckleitung 660.
— am Entnahmeturm 1054.
— geknickte Fläche 1262.
— glatte Flucht 328.
— siehe auch Grobrechen, Feinrechen.
— Größe 1246.
— Grundrißstellung 1237.
— schräger, Grundriß verunglückt 207.
— Konstruktion der Fein- 1235.
— liegende 895.
— abseits ohne Nachteil 383.
— Neigung 1236.
— liegende, bei Niederdruckanlagen 1293.
— Loslösung vom Niederdruckwerk 1295.
— bei Niederdruckwerken 1289.
— vor oder zwischen Pfeilern 1290, 1292.
— Pumpwerk, Rückspülung 739.
— Sackform bei Talsperre 1049.
— Siebe 918 ff.
— liegendes Sieb 917.
— Stabform 894.
— Stabquerschnitt 1235.
— Strömungsgeschwindigk. 1289, 1293.
— aushebbare Tafeln 1296.
— bei Talsperren 1047.
— — allgemein 1044.
— — Größe 1045.
— überbauter 1297.
— umlaufender Kegel- 1248.
— versenkte 894.
— Wasserschloß 716.
Rechen, Wassertiefe, große 1292.
— zulässige Wassertiefe 1289.
— in Werkkanälen 1235.
— Fein-, Weiher 737.
— hydraul. Wirkungsgrad 1235.
Rechenabmessungen von Niederdruckwerken 1314.
Rechenanordnung i. Wasserschloß 1266.
Rechenflucht, glatte 481.
Rechenharken 1239.
Rechenhaus, geheiztes 922.
Rechenüberbauung 1244.
Rechenschwelle, zu niedrig 455.
— unnötig 275.
Rechenverlust in Rheinfelden 207.
Reduktionsstück siehe Verjüngungsstück und Schieber.
Regenhöhen, wasserwirtschaftl. Bedeutung 68.
— verschieden nach Höhe des Einzugsgebietes 144.
Regulierung siehe auch Flußregulierung.
Regulierschleusen, Auftriebwirkg. 1193.
Reibungsgefälle im Verhältnis zum Gesamtgefälle 160.
Reibungsverlust in Kanälen, Formel 147.
— Verhältn. zu Gesamtgefälle 152.
Reniffards siehe Belüftungsrohre 532.
Reservemaschinen, Anteil 16.
Rieselei 611.
Riffelblech 1274.
Ringschieber, Turbinen Rheinfelden 208.
Rißbildung, Kernmauer 994.
Risse in Staumauern 959.
Rock-Fill siehe Steinschüttung und Staudamm.
Roharbeit, Begriff 89.
Rohrabgang, Sicherung gegen Lufteintritt 1045.
Rohranstrich, weißer 559.
Rohrbahn, einfache 738.
— schwierige 718.
Rohrbruch 1189, 1271.
— allgemein 146.
— ausführlich 1157 ff.
Rohrbruchsicherung 1192, 1261.
— mit Heber 1200.
Rohrbruchventil 717, 737.
Rohrbrücke 1176.
— Bogen 661.
— Fachwerk 658.
Rohrbrücken, verschiedene Bauweisen 1185.
Rohrdurchführung bei Talsperren, grundsätzliche 1067.
— vereinfachte 638.
Rohreinbau in Talsperren, Dichtung 1043.
Rohrgalerie, Pläne 716.
Rohrgraben 748.
Rohrkrümmer, großer, geschweißter 1150.
Rohrleitung, Anstrich 1157.
— ausführlich 1146 ff.
Rohrleitung, freitragende, stat. Berechnung 1186.
— Druckprobe 1176.
— Druckverlust in Nietrohren 1152.
— eiserne, $d = 5{,}5$ m 1150.
— Eisen 1149.
— Linienführung 1182.
— Querschnittsform 1147.
— Stahl 1151.
— Verlegung, unterspült 1151.
Rohrleitungsbau, ausführl. 1181 ff.
— Arbeitsfortschritt 1161.
Rohrnetz, Trinkwasser 583.
Rohrplanum siehe Rohrbahn.
Rohrschieber, große, für Talsperren 1046.
Rohrsättel 1174.
Rohrstraße, Verkleidung 1176.
Rohrstollen 578, 611, 748.
Rohrverbindungen siehe Stoßverbindungen.
Rohrverlegung, ausführl. 1174 ff.
— $d = 1{,}60$ 559.
— Eindeckungskonstruktionen 1178.
— Keilringe 1156.
— kühne, an Felswand 1183.
— offen oder verdeckt 1156 ff., 1176 ff.
— Pendelstützen 1183.
— schwieriger Untergrund 1175.
Rollschütz 1016, 1309.
— für hohen Druck mit Abhehung, Zeichnung 1051.
— — großes 821, 1049.
— Lastverteilung 800 ff.
— Turbinenzulauf 1287.
— Walzenlager 816.
— mit Walzenlagern 633.
Rostzuschlag bei Druckleitungen 162.
Rutschungen an Staudämmen 990.
Rückstau bei Saugrohren 1310.

Sammler als Speicherersatz 47.
Sammelschienen, Not-, 724.
Sammelweiher, Beisp. von Anlage 1254 ff., siehe auch Ausgleichweiher, Speicher.
Sandbänke, wandernde 529.
Sandboden, Wehr auf 572.
Sandfang, siehe Kläranlage 899.
— im Stollen 1201.
— Talsperre als 1012.
Sandführung, Aller 324.
Sandstein 824.
— als Wehrgrund 774.
Sauggalerie, Grundwasser- 298.
Saughöhe 1310.
Saugrohr 43, 44.
— ausführl. 1310 ff.
— Baustoff 1277.
— Beton-, doppelte 482.
— Beton- oder Blech-, Vergleich 492.
— Beton-, eigenart. 1302.
— Blech- 425, 463.
— doppeltes 1280.
— bei Freistrahlturbinen 663.
— Grundablaß 1202.

Digitized by Google

Saugrohr bei Schachtturbinen 1304.
— Strömungsgeschwindigkeit 1310.
— schnelle Trockenlegung 1309.
Saugüberfall 1228, 1229.
— ausführl. 892 ff.
— an Staumauer 945.
— bei Talsperren 1071.
Schacht, Angriffs-, für Stollenbau 1142.
Schachtbau 1134.
Schachtschleusen 924.
Schachtüberfall, Auskleid. 1061 ff.
— ausführl. 1060 ff.
— siehe auch Überfallturm.
Schalkanäle, verschiedene Ausführungsbeispiele 1102 ff.
— aus Formstücken 1100.
Schaltanlage, Anordnung 1334.
— veraltete 431.
Schaltbühne, schöne 483.
Schalthaus, allgemeines 1333.
— einfaches 433.
Schalttafel, Hochsp. Rücks. 387.
— Platz 724.
Schalung, Brückenkanal 1118.
— Betonstaumauer 965.
— hölz., eiserne f. Eisenbetonrohr 1167 ff.
— eiserne, fahrbare 1107.
— für Kanal, bewegliche eiserne 1099.
— für Stollen 1134.
— — fahrbare 1127.
— Stollen-, in Fels verankert 1144.
— — — bewegliche 1144.
— Turbinenkammern 1305.
— eiserne bei Werkbau 777.
Schalungsformen für Kanäle 1103.
Schieber siehe a. Rohrschieber.
— unter hohem Druck 1194.
— zulässige Durchflußgeschwindigkeit 1048.
— neue Formen 1046.
— große Flach- 559.
— Größe b. Grundablaßrohr 1067.
— ins Krafthaus nehmen 1273.
— in Staumauer 552.
— für große Ström.-Geschwindigkeit 1048.
— an Talsperren, Gesamtanordnung 1066.
Schieberhaus, vor Talsperre 558.
— Weiher- 737, 747.
— vor Wasserschloß 1264.
Schieberkammer für Druckleitung 1214.
Schieberturm bei Damm 1069.
— bei Erddamm 1070.
Schiefer 597.
Schiffahrt, getrennt von Werkkanal 513.
Schiffsschleuse 308, 837.
— ausführl. 924.
— neben Kraftwerk 454.
— Oldau 325.
— Schweinfurt 273.
Schiffsschleusentreppe Gersthofen, Konstruktion 458.
Schikanen, Kläranlage mit 1252.
Schikanentreppen 932.
Schlammablagerung, Talsp.-Vorbecken als Schutz 609.
Schleppschützen 343, 475, 485, 803, 1269.
Schleife, abgeschnitten 307.
Schleifenabschnitt, Isar 483.
Schleifblech siehe Dichtung.
Schleusentore 925.
Schleusentreppe, hohe 247.
Schmiergänge 457, 1216.
Schnellläufer 45.
Schornstein, gemauerter 257.
Schönheit, Druckleitung häßliche 658.
Schußgerinne, glatt 533.
— Hangtreppe 674.
— offenes nicht bewährt 541.
Schußrinne, Glasziegel 781.
Schußwehr 777, 784.
Schutzanstrich 943.
— Kanalbelag 1087.
— Stollen 1136.
— für Talsperre 577.
Schüttbeton 1331.
Schützungswehr, Großblöcke 771.
Schützen, Druckwasserantrieb 1065.
— aus Eisenbeton 1355.
— geteilte 418.
— Gleit-, große 822.
— Gummidichtung 1053.
— Hub- oder Senk- 847.
— Labyrinthdichtung 1053.
— geteilte an Leerlauf 425.
— einfache Lösung 224.
— mehrteilige 817 ff.
— Motor, fahrbar 1336.
— siehe auch Notschützen.
— Riegelanordnung 814.
— Roll- 639.
— Rolladen- 797.
— Rolle und Walze 808.
— statisch bestimmte 926.
— geteilte, s. a. Schleppschützen.
— geteilte, Turbinen- 491.
— senkr. geteilte, Turbinen- 425.
— siehe auch Turbinenschützen.
— Unterteilung 1053.
— untergeteilte 1298.
— hoher Überdruck 710 ff.
— überhauste 385.
— Zugwiderstandsversuche 633.
Schützenantrieb 1339 ff.
— Druckwasser-, bei Grundablaß 1045.
— fahrbarer Motor 1336.
Schützenaufzüge, Sperrhaken 845.
Schützendichtung 815, 819.
— Schild- 841.
— Stab- 804.
— Stoney- 810.
— neue Stoney- 813.
— unterwasserseits 816.
Schützenhöhe üb. Stauziel = 0 250.
Schützenwehr, Albula, Zeichng. 910.
— altes 267.
— ausführl. 792 ff.
— Beznau 223.
— Schützen tauchen ins Hochwasser 793.
Schützenwehr, Tuilière 247 ff.
Schützenwinden, elektr., große 810.
— Gangspill 813.
— Katze 805.
— durchgehende Triebwelle 835.
Schwelle, am Einlaß, ausführlich 890 ff.
— Krafthausrechen 481.
— hohe Kies-, 476, 486.
Schwellgeschwindigkeit 810.
— hohe 246.
Schweißrohre 1149 ff.
Schwemmsel, allgemein 60.
Schwemmsteine 684.
Schwemmschüttung 993, 1033.
— ausführl. 1062 ff.
— mit Hohlkern 1063.
— Beisp., ausführl. 1028.
— schwierige 1040.
Schwimmbalken 275.
— Aussicht 418.
— ausführl. 892 ff.
Schwimmsteuerung 855.
Schwimmsand, Kanalbau 1082.
Schwimmschützen 816.
Schwungmoment 1209.
Schwungrad 297.
— Spiralturbinen 562.
Seen 347.
— als Geschiebesammler 59
— als Speicher, Ziffern 339.
— zum Speicher ausgebaut 703.
— Wasserhaushalt 57.
Seenreichtum, Karte 338.
Seeabsenkung, künstliche 1055.
Seeanstich, Bauausführungen 1054 ff.
Seeregulierung, Beispiel, Möglichkeit 349.
Segmentschütz 1075.
— mit Hebelanpressung 1052.
— als Rohrschieber 1046.
— bei Seeanzapfung 1049.
— für Turbineneinlauf 1301.
— im Wasserschloß 1262.
Segmentschützen 1028.
Segmentwehr 786.
— mehrteiliges 1375.
— neue Form 834.
— groß, mit Anpressung 837.
— an Talsperren 985.
— als Talsperrenaufsatz 1072.
Segmentwehre, ausführl. 826 ff.
Seilbahn 957, 1332.
— Bau- 955.
— neben Druckleitung 716 ff.
— für Rohrtransport 1182.
— für Rohrverlegung 558.
Seitenkanal 614.
— 14,8 km 538 ff.
— Gesichtspunkte bei Anlage 142.
— großer 411 ff., 440 ff., 528 ff.
— Isar 473.
— unmöglich 324.
— Zweckmäßigkeit 139.
Seitenkanäle b. Kanalisierung 505.
Sektorwehre siehe Segmentwehre.
Selbsttätige Wehre, ausführl. 851.
Senkkasten, Schachtbau 1056.
— Wehrgründung 813.

Digitized by Google

Senkschütz, großes 831.
— Walzen- 843.
Senkschütze 482
— in Floßeinlaß 478.
Senkschützen, Segment-, große 838 ff.
Senkverschluß und Hubverschluß. grundsätzl. 790.
Shoshonetalsperre 1061.
Sicherheitsventil 1222.
Sickerung in Staumauer 942 ff.
Sickerungen an Kanal 1093.
— für Stollen 1137.
Sinkstoffe 59.
— in Kanälen 1079.
Sinkstücke als Sohlensicherung 343.
Sohlenangriff, Grenzwerte v 59.
Sohlendichtung, Staumauern 949 ff.
Sohlendrainage 949.
Sohlensenkung, fortschreitende, Beob. 440.
Spannung, Maschinensp., normale höchste 186.
— hohe Maschinensp. 430.
Spannungsverlust in Fernleitgn 79.
Spannungswandler (Transformatoren) -häuschen, einfache 390.
— — im Keller 724.
Sparschleusen 924.
Spartßschleuse 930.
Speicher, verschiedener Arbeitswert der Wasserschichten 193.
— Beispiel 1052.
— Einfluß auf Leistungsplan. Beispiel 290.
— Füllungslinien 641.
— Konstruktion 48.
— Lage 48.
— natürliche 337.
— — Moor 484
— für Niedrigwasservermehrung der Unterlieger, allgem. 120 ff.
— Tages-, Beispiel 909.
— — Jahressp. 48.
— vorgeschobener 912.
— — großer 650.
Speicheranlage, allgemeine Gesichtspunkte 186 ff.
Speicherarbeitsvermögen 112.
Speicherausbau, Begriff 113.
Speicherbecken in Eisenbeton 195.
— hochliegend in Erde 745 ff.
— hochgelegenes, in Fels 737.
— hydraulische Parallelschaltung 127.
— künstliche, Ausbildung 195.
— künstliches 1266.
— bei Niederdruckwerken 195.
Speicherbetrieb im Kanal 1083.
Speicherfähige Wasserkraftanlagen, Betriebsplan 66.
Speicherpumpwerk, allgemeine Anordnung 165.
— zwei Beisp. ausführl. 734 ff.
— Leistungspläne 755.
— Maschinen 750.
— Maschinensatz 739.
— Wirkungsgrad 165 ff.
Speicherraum, Ausnutzung 67.
— bei Tagesweihern, Formel 104.
Speicherwasserkräfte neben anpassungsfähigem Bedarf 135.
Speicherwerk. Bedeutung eines hohen Gefälles 124.
Speisekanal 303.
Sperrstelle, günstige 577.
Spiralgehäuse in Beton 1287.
Spiralgehäuseschachtturbinen 1305, 1306.
Spiralturbinen 553.
— große 543.
— Mitteldruck 533.
Spitzenweiher siehe auch Speicherbecken.
— vorgeschobene 187, 1355.
Spundwand 367.
— vor Abschußboden 475.
— Anordnung bei Wehr 774.
— bei Dämmen 997.
— eiserne 485.
— — Kammerschleusen- 925.
— gegen Sohlensenkung vor Wehr 443.
— stählerne 977.
— bei Staudamm 1012, 1028.
— um Turbinenhaus 458.
— bei Wehr 771.
Spülaßlaß, Grund- und Überfallschütz getrennt 897.
Spülauslaß, Kanal 1010.
Spülung bei Grundablaßklappe 1063.
— bei Senkverschlüssen 825, 826, 840.
— verteilte 537, 542, 902.
— — in Klärbecken 891.
Stahlguß für Rohrkrümmer 1189.
Stampfen, Erde, Leistungen 998.
Standrohr siehe auch Auspuff- u. Überlaufrohr.
— Beluftungs-, Lichtweite 1200.
— mit Heizung 1199.
— Heizung 1216.
— verfehlt 1221.
Statische Untersuchung, Staumauer, Beispiel 940.
Staubbeseitigung im Krafthaus 1341.
Stauberechnung, bequeme 447.
Staudamm 1030.
— 43 m hoch 1025.
— 60 m hoch 1029.
— 69 m hoch 1032.
— ausführlich 989 ff.
— auf Bergsturzmaterial 1024.
— Bleichkernhaut 1036.
— Dichtung mit Planken 1033.
— mit Eisenbetonkern 1035.
— siehe Erddamm, Talsperre.
— aus Felsschüttung 1033.
— gebrochen 1037, 1038 ff.
— Grundriß 1018.
— mit Kern- und Böschungsverankerung für Übersturz 1064.
— Kronenhöhe über Stau 1026.
— langer 1007.
— Linienführung 1009.
— auf Sandboden 997, 1013 ff.
— Setzung 1001.
Stauerhöhung, nachträgliche 411.
Stauhaltung. Entwässerungsgraben 221.
Stauhöhe 12 m 248.
Stauinsel 350.
Staukraftwerk, Typ 550.
Stankurve, Berechnungstafel 768.
— in Oberkanälen 447.
— Veränderlichkeit 773.
Staumauer 550 ff., 555.
— Abdichtung 937.
— ausführlich 936 ff.
— aufgelöste 1052.
— — ausführlich 974 ff.
— — nach Ambursen, ausführl. 980 ff.
— — mit Gewölbe, Stampfbeton 1047.
— — Höhe 986.
— — aus Mauerwerk 1356.
— — Vorschlag neuer Querschnittsform 988.
— Baubetrieb 953.
— Bauzeit u. -fortschritt 956.
— aus Beton 780.
— Betonverteilung 1332.
— elastische Bewegungen 959, 967.
— Bogengrundriß 959.
— Dachform 948.
— dachförmige, massive 1331.
— Dammvorlage 944, 1044.
— Gänge in 945.
— Gewichtsstütz-, grundsätzlicher Vergleich 1041.
— Gewölbewirkung 960 ff.
— sehr hohe 963 ff.
— Kälterisse 959.
— lange gerade 1123.
— Möhne, Pläne 596.
— aus Nagelfluh 656.
— -Pläne, Urft 673.
— Querschnitt 631.
— Querschnittsform 937 ff.
— Rohrdurchführung 1066.
— Trockenmauer, Schnitt 1375.
— unangebracht 382.
— Untergrund 949.
— verunglückte 938.
Staumauerbau, Beton 951.
Staumauerquerschnitt 579.
Stausee, Blick 549.
Stauwehr, loser Baugrund 986.
— gebrochen 1193.
— mit Gewichtsauflast 974.
— siehe auch Wehr.
Stauweite, große 308.
Stauwerk, Arten 767.
— Begriff 40.
— Platzwahl, Talsperre 555.
— Zwecke 767.
Steinbusch und Mültal, ausführl. 336 ff.
Steinkistenwehre 768, 824.
Steinschüttung, Bauausführung 1034, 1035.
— Staudämme 1033 ff.
— Wehr 341.
Stichkanäle, Schleusen- 926.
Stollen, ausführlich 1123 ff.
— Betriebswasser, chem. untersuchen 1136.
— flache Decke 1144.

Digitized by Google

Stollen, Dichtung der Haarrisse 1136.
— äußeres Druckwasser einlassen 1146.
— Eisenbetonschalen 1364 ff.
— in weichem Fels 651.
— gebrochene 1138.
— Gründe für Wahl 1123.
— Mindestquerschnitt 1126.
— verschiedene Querschnittszeichnungen 1124.
— Rutschgefahr 1138.
— Tagebau 1141.
— siehe auch Umleitung.
Stollenauskleidung 1128, 1134 ff.
— Fortschrittsleistung 1139.
— Fuge gegen Fels beob. 1134.
— Klinker statt Beton 654.
— Kunstst., Klinker 1135.
— Schutzanstrich 1136.
— ohne inneren Verputz 1143.
Stollenausläsee, verschied. 1201.
Stollenbau 711.
— ausführlich 1128 ff.
— Beispiele 1138 ff.
— Fortschrittsleistung 1139.
— Kraftbedarf bei Maschinenbohrung 1131.
— Schutterung mit Lokomotive 1138.
— Tabelle 1132.
— Ufft 680.
— Vortriebsweisen 1129.
— unter Wasser 1055.
Stollenquerschnitt, Form 1127, 1139.
— Kreis 1142.
Stollenvortrieb, großer, ausführl. Darstellung 1145.
— Fortschrittsleistung 1146.
Stoneywehr 325, 904.
Stoneyschützen, ausführl. 867 ff.
— Chèvres 920.
— große 250.
— sehr große 811 ff.
— Gewicht 813, 816.
— zweiteilige 942.
Stopfbüchse 1302.
— bei Behälter 1216.
Stoßbeeken 1010, 1016, 1061.
Stoßdruck, Berechnung 1060.
Stoßkraft des Wassers 59.
Stoßverbindung für zweierlei Baustoff 1155.
— bei Eisenbetonröhren 1172 ff.
— Überschiebmuffe, glatte Rohre 1153, verschiedene 1154.
Strahlablenker 1225, 1226.
Strahlstärke, Wehrüberfall-, große 353.
Straßenverlegung 595.
Streckmetall 948.
Stromerzeuger, allgemein 47.
Stromschnellen, Durdgnie 247.
— von Rheinfelden 199.
Stromverbrauch, Ziffern 1348.
Strömungsgeschwindigkeit 6 m 706.
— an Druckrohrausläss. 1224/26.
— Einfluß auf Leistungsplan 64.
— zulässige in Erdkanälen 149.
Strömungsgeschwindigkeit, die Fische überwinden 931.
— zu stark im Kanal Rheinfelden 205.
— verschied. Kanalstrecken 422.
— in Rechen 894.
— Rohrleitung 1147, 1149.
— Sohlenangriff, Grenzwerte 59.
— wegen Schiffahrt niedrig 509.
— in Schrägstollen 1061.
— in Schußrohren 1205.
Studienbureau der Bern. Kraftwerke 13.
Stufenwehr 777.
Sturzbett bei Talsperre 578.
— ungenügendes 343.
Sturzwehr 777.
Stützmauer, aufgelöste 1269.
— Eisenbeton 1096 ff.
Summenlinie, Erläuterung 66.
Synchronausläß 1225.

Talsperren, ausführlich 935 ff.
— Begriff 767.
— Betriebseinrichtungen, ausführlich 1042 ff., siehe auch Wasserfassung, Hochwasserentlastung.
— Kiesspülung 1074.
— Ruhrgebiet, Karte 288.
— siehe auch Staumauer, Staudamm, Speicher.
— Untergrunddichtung 1355.
— verbundene, ungleich hoch liegende 1353.
Talsperrenbaustellenplan 672.
Talsperrenwerk 1328.
Talweg, am Einlauf festzuhalten 536.
Tantalusgefäß 855.
Taucher 1053.
Tauchwand 477.
— ausführlich 892 ff.
— feste 418.
— Hochwasser- 476.
— im Kanal, eigenartige 1243.
— am Krafthaus 1303.
Tellerventil 1224, 1226.
Tertiär 336.
Tondichtung vor Wehrschwelle 326.
Touren siehe Drehzahl.
Transformator siehe Spannungswandler.
Traßbeton, Stollen 1138.
Triebsand, unterspülter Damm 380.
— beim Kanalbau 445.
— bei Wehrbau 414.
Triebwasserleitungen, ausführlich 1078 ff.
Triebwerksanlagen, ausführlich 1267 ff.
Trinkwassertalsperre mit Pumpwerk, Pläne 577 ff.
Trinkwasserversorgung aus Talsperren 123.
Trockenlegung, Folgen für Nebenfluß 486.
— siehe auch Umleitung.
Trockenpflaster im Schiffahrtskanal 262.
Trommelwehr 826.
— Sicherheitsverschluß im Kanal 1117.
Turbine, senkrechte, geschickter Einbau 297.
— 4 fache 480.
— Francis-, Doppel-, Spiral- 751.
— große Gehäuse- 1284.
— Girard- 403, 430.
— Jonval-, Einbau 401.
— große Niederdruck- 328.
— mit Heberwirkung 743, 1308.
— Spiral-, Schnitt 686.
— Verbund- 174, 741.
— große Zahl der Laufräder 1309.
Turbinenmontage, vorbereitet durch Laufrolle 460.
Turbinen, allgem. Anordnung 183.
— Anwendungsgrenzen nach Gefälle 146.
— Bauhöhe 1302.
— — künstlich vergrößert 1308.
— senkrechte Gehäuse- 1324.
— Jonval- 735.
— Kessel- 1019.
— große Niederdruck- 230, 277, 296.
— sehr große Niederdruck- 1306.
— wagrechte am Platz 431.
— offene Schacht-, bei großem Gefälle 1291, 1300.
— in tiefem Schacht 1178 ff.
— Schmierganganordnung 1316.
— Schwungrad, Beispiel 1222.
— große Spiral- 1212.
— senkrechte Spiral- 1196.
— — unzweckmäßig 252.
— im Stauwerk 1309.
— senkrechte Welle 1283.
— senkrechte Zwillings- 252.
— 4 fache Zwillings-, quergestellt 786.
Turbinenanlage, Rheinfelden 206.
— Nieder- und Hochdruck vereinigt 615.
Turbinenanordnung, Niederdruck-, wagrecht od. senkrecht 1307 ff.
— senkrecht oder wagrecht 1302.
— zweireihige 1277 ff.
Turbineneinlauf, Niederdruck- 1297 ff.
Turbinengewichte 277.
Turbinenhaus, Beznau, Pläne 228.
Turbinenkammer 491.
— einfache 274 ff., 354.
— Eisenbeton 1269.
— Gersthofen 455.
— $h = 12$ 253 ff.
— wagrechte, München 481.
— Niederdruck- 326.
— schachtförmige 1322 ff.
— spiralige 232.
— Trockenlegung 1312.
— große, wagrechte Turbine 428.
— Vergleich der Ausmaße 234.
Turbinenkammern, gedrückte, spiralige 294.
— spiralige 328, 743.
Turbinenlaufkran 459.
Turbinenpumpwerk, Niederdruck-, Pläne 295.
— mit Talsperre 580.

Digitized by Google

Turbinenregler, Schlußzeit und Drucksteigerung 1208.
Turbinenregulierung 1231 ff.
Turbinenschützen 1297 ff.
— Anordnung im Krafthaus 1287.
— Antrieb 1289.
— Beznau 233.
— große 1298.
— — mit Öldruck 251.
Turbinentypen, Zusammenstellg. 184.
Turmwasserschloß, Beisp. 1211 ff.

Überfall 1121.
— aufgelöster 1070, 1229.
— an Dämmen, ausführl. 1057 ff.
— bei Druckstollen 1213.
— am Einlaß 905.
— Eisablaß 1246 ff.
— günstige Lage 1220.
— praktische untere Grenze der Strahlstärke 1071.
— Hochwasserauslöser 828.
— Kanal- 421.
— an Kanälen 1206.
— an offenen Kanälen 1228 ff.
— am Krafthaus 251.
— — zweckmäßige Lage 1238.
— Kronen- 599.
— künstlich verlängert 861.
— Schleusenmauer ausgenutzt 462.
— über Staumauer 944, 1058 ff.
— Staumauerkrone 578.
— am Stollen 653.
— gelüfteter Strahl 777.
— Strahlablenker 787.
— Talsperren-, in Granit 551.
— — große Strahlstärke 555.
— — günst. Vorbedingungen 674.
— großer, am Wasserschloß 532.
— in Wasserschlössern 1258 ff.
— siehe auch Wehre, feste, Berechnung, Hydraul. Leistung 768.
— über Wehrschützen 813.
Überfallaufsätze 540, 675.
Überfallschacht 632, 639.
— Eisenbelag nicht bewährt 635.
Überfallstrahlstärke, große 781.
— am Mauerfuß 1059.
Überfallturm, ausführlich 1062.
Überfallturmschacht 706.
Überfallwehr, Belüftung d. Strahls 984.
— große Strahlstärke 986.
— Umrißlinie ohne Strahlablösg. 1357.
Überfallwirkungsgrad je nach Form, Ziffern 775.
Übergang, Kanal-Querschnitts-, sanfter 425.
Überlauf erspart bei Hochbecken 737.
— an Staumauer 656.
— siehe Überfall.
Überlaufrohre 1220 ff.
Übersetzung siehe auch Antriebsweise.
— auswechselbare 177.
— — Systeme 332.
— Riemen- und Zahnrad- 367.
Übersetzung, Schweinfurt 276.
Übertragungsweiten, Tuilière 260.
Uferanschluß von Wehren 773.
Uferbefestigung 1084 ff.
— Bohlwerke 344.
Umbau, prakt. Beispiele 10, 212.
— Niederdruckwerk 742.
— Rheinfelden 212.
— Schweinfurt 267.
— Wehr 769.
— alter Wehr 770.
Umlaufstollen, Pläne 597.
Umlaufzahl siehe Drehzahl.
Umleitung 1216.
— eigenartige Anlage 1179.
— vollständige, Beznau 224.
— siehe auch Kanal, Stollen usw.
— komplizierte 742.
— Linienführung 1080 ff., 1160.
— Querschnitt und Gefälle 147 ff.
— Querschnittsgröße, ausführlich 1078 ff.
— Rohre 1211.
— Schleife 514.
— große Schleife 670.
— Schleifenstollen 1323.
— grundsätzlich 40.
— Zusammenfassung mehrerer Flußläufe, Karte 647.
Umleitungsstollen, doppelter, Plan 630.
Unfälle, Talsperrenbruch 977.
— siehe unter „Wirtschaft und Verwalt." bei Enttäuschung.
Unterdruck siehe Auftrieb.
Unterkanal, Bau 1286.
— bei Hochdruckwerk 1278 ff., 1285 ff.
— zu hoch und eng 583.
— Längenschnittentwurf, Gesichtspunkte 151.
— zu hoch liegender 275.
— unter Oberkanal 1329.
— Reserve- 723.
— Strömungsgeschwindigk. 1285.
— Trennungsmauer, Urteil 1317, 1318.
Unterspülung von Dämmen 991.
Unterwasser, Absenkung, künstliche 1313/17.
— veränderlich bei langem Unterwasserkanal 457.
Unterwassersenkung zur Gefällserhöhung 363.

Venturiwassermesser 1285.
Verankerung, Druckleitung im Stollenende 716.
Verankerungsklotz 658.
— Maschinenhaus als 738.
— statische Untersuch. 1174.
Verbundanlagen, Begriff 124.
Verbundbetrieb, Beurteilung der Leistungsfähigkeit nur nach Jahreslinien 125.
Verdunstung 54.
— im Kanal durch Kapillarwirkung 1089.
Verdunstungsverlust, Abzug bei Speichern 114.
Verjüngungsstück bei Druckrohrschieber 1047.
Verkleidung, Wehrschwelle 813.
Verputz, Talsperre 577.
Versickerung, Kanal- 1082.
Versorgungsgebiet, exzentr. Zentrale 240, 431.
Verschalung, Turbinenspiralen, Eisenbeton 296.
Verteilungsdruckleitung, ausführl. 1188 ff.
Vorbecken, Trinkwassertalsp. 609.

Wagrechtturbinen 185.
Waldmangel, Wasserhaushalt 549.
— und Geschiebe 527.
Walzenwehr 510, 905.
— ausführlich 840.
— Projekt 513.
— Schweinfurt 269 ff.
Wärmedehnung bei Brückenkanal 1113.
— bei Eisenbetonrohr 1171.
— Rohre 1157.
— Rohrlager 1175.
— Rohrleitung 1147.
— Staumauer 948.
— von Staumauern, ausf. 958 ff.
— bei Wasserturm 1216.
Wärmsdehnfähig. Rohrstoß 1154.
Wärmeschwankung, große, b. Staumauer 964.
Wasserdichtigkeit, Stollen, Probe 1135.
— Tonschiefer 609.
Wasserfassung, ausführlich 882 ff.
— einfache 651.
— bei Erddamm, Zeichnung 1019.
— Simme 818.
— ohne Wehr, neuartige 528.
Wasserführung, schöne, Turbinenkammer 294.
Wasserhaltung bei Kanalbau, große 1093.
— Stollenbau 1134.
Wasserhaushalt, Aare 218.
— Aare bei Wangen 411.
— Aller 324.
— Aue 400.
— gegenseitiger Ausgleich 545.
— Brahe 339 ff.
— allgemeiner Charakter 57.
— Dordogne 245.
— Drage 347.
— Durance 527.
— Feststellung 67.
— nordostdeutsches Flachland 337 ff.
— neben Grundwasserpumpwerken, zeichner. Darstellung 289.
— Hochgebirgssee 703.
— Isar 471.
— Kinzdow 362.
— Lech 439.
— Main 268.
— verbessert durch Moore 484.
— Neckar 505.
— natürliche Perioden 58.
— Oberrhein 200.
— Queiß und Bober 626.
— Ruhr 287.

Digitized by Google

Wasserhaushalt, Rur 670.
— im Urgebirge 549.
— Urnäsch, Sitter 646.
— Weser 305.
— Wipper 378.
Wasserkissen siehe auch Abschußboden 795.
— bei Schützenwehr 848.
Wasserklemme siehe auch Wasserhaushalt.
Wasserkraft, nat. Bedingungen 53.
— unzulängliche 407.
Wasserkraftanlage, Erweiterung einer alten — durch Speicherangliederung 108.
— Formen und Teile grundsätzlich 39.
Wasserkraftkataster, österreichischer 68.
Wasserkraftstatistik, allgem. 61.
Wassermenge, mittlere, gewöhnliche 63.
Wassermessung, Schwimmer 339.
Wasserrecht, grundsätzliches 51.
Wasserrohrkessel 238, 255.
Wasserschlag 1221.
Wasserschloß 677.
— Anzapfung 1187.
— aufgelöstes, Pläne 714.
— Auskleidung 1214.
— Bauausführung 1214 ff.
— offenes, Beispiele 1258 ff.
— Berechnung 152.
— Eisen und Eisenbeton 1217 ff.
— großes 532, 540.
— Grundrißform 1214.
— erforderlicher Mindestquerschnitt 1212.
— siehe auch Turmwasserschloß.
— Unterdruck auf Boden 1264.
Wasserstandsfernmelder am Kanal 1365.
Wasserstandsschwankung v. 15 m 246.
Wasserstrahlerder 260, 1233.
— Ansicht 388.
Wasserstrahlpumpe 177.
— in Druckstollen 1354, 1357.
Wasserstrahlpumpen 1312.
Wassertiefe, verschiedene, im Zuge von Kanälen 149.
Wasserturbinen f. elekt. Antrieb 45.
— Bauart 42, siehe auch Turbinen.
— Einbauweise 47.
— Entwicklung 4.
— Gewicht und Gefälle 47.
Wasseruntersuchung 1356.
— weiches 1136.
Wasserverlust siehe auch Durchsickerung.
Wasserversorgung, Grund- 284.
Wehr, A-Bock- 1117.
— hohes festes i. Amerika, Typ 40.
— altes, festes 472.
— aufgelöstes, siehe auch aufgelöste Staumauern 784 ff.
— bewegliches 202 ff.
— — Begriff 767.
— festes, Begriff 767.
— aus losen Blöcken 536.
— zugleich Düker 474, 479.
— nachträgl. Erhöhung in Rheinfelden 201.
— festes, Eisenbeton und Steinfüllung 979.
— festes in Fels 651.
— Felsgrund 513.
— fest, gekrümmt 612/17.
— festes, schiefes 918.
— gemischtes 485.
— Grundriß 484.
— Grundrißform 884.
— festes, Isar- 474.
— günstigste Lage 142.
— festes, Lech- 442.
— Notwendigkeit 887.
— festes, altes Rhein- 742.
— Rückenform, Berechnung 1357.
— festes, aus Schüttung 1064.
— bewegliches Schützen- 413.
— siehe auch Schützenwehr, Überfallwehr, Walzenwehr usw.
— bewegliches, amerikan. Segment- und Klappen- 785.
— — Zweck, Arten usw. 789 ff., siehe auch Wehr.
Wehraufsatz, Niederwasser- 413.
— Rheinfelden 202/03.
— auf Schützen 856, 860.
— Zweck 853.
Wehrbau, Tuilière mit Fangedämmen 249.
Wehrdichtung, Ledermanschetten 270.
Wehrhöhe, Ansprüche d. Wasserfassung 886.
— und Kanallänge, Beznau 221.
— bei Niederdruckwerken, Gesichtspunkte 139.
Wehrgründung, hohes Wehr auf Kies 780.
Wehröffnungen, gleiche, vorteilhaft 324.
Wehrpfeiler 821.
— allgemeine Ausbildung 847.
— Ausmaße 812.
— Beton unverkleidet 343.
— eiserne, zweckmäßig 475, 485.
— Eisenfachwerk 835.
— hohe 808.
— schlanke 824.
Wehrschwelle, Verkleidung 847.
Wehrsteg, leichter 817.
Weiher, Spülaushub 1094.
Widerstand, Erdungs- 388.
Wildbachfischpaß 933.
Windkessel 1222 ff.
Wirkungsgrad, Gesamt-, je nach allgem. Anordnung 147.
— — Bedeutung 169.
— hoher Francisturbinen 277.
— von Gefällsmehrern 178.
— abhängig von Maschinengröße und Belastung 171.
— nicht erreicht 482.
— von Saugüberfallen 865, 867.
— Schachtturbinen, Verbesserung 1304 ff.
— Speicherpumpwerk 741.
— bei Speicherpumpwerken 166.
Wirtschaftlichkeit als Entwurfsziel 69.
Wünschelrute 1356.

Zahnstangen b. Walzenwehren 841.
— Wehr 821, 822, 825.
Zementeinpressung 1137.
Zerstückelung von Wasserkraft, Beispiel 138.
Zylinderschieber 1194.
Zimmerung, eiserne Lehren 680.
Zuflußarbeit 193.
Zusammenfassung der Gefälle 137.
Zusammenlegung der Gefälle 202, 285.
— — — Beispiele von nachträglicher 138.
Zusatzleistung 103.
Zwischenboden 616.
— der Turbinenanlage 232.
— für Zahnräder 332.
Zwischenpfeiler, Wehr-, zu eng gestellte 416.
Zylinderschütz, großes 1068.
— als Talsperrengrundablaß 1047.
Zylinderventil, selbsttätiges 1228.

2. Betrieb und Unterhaltung.

Abfluß, beeinträchtigt durch Wässerung 348.
— störende Zurückhaltung 612.
Abflußstörung durch Wässerung 379.
Abflußregler, elektr. selbsttätige, große 1228.
Ablagerungen in Kanälen 1256 ff.
Abmahlen 1021.
Absatzentwicklg., Wang., Kurven 434 ff.
Absatzentwicklung, Kurve, München 501.
Absatzgebiet, Charakter 17.
Absatzverhältnisse, Beeinflussung derselben 23.
Abschußgerinne, Strömungsgeschwindigkeit beob. 1204.
Akkumulierung siehe Speicherung.
Anpassungsfähig. Bedarf b. Rheinfelden 211.
Anpassungsfähig, Dauerabnehmer zur Verbesserung landwirtsch. Ausnutzung 394.
Anpassungsfähigkeit von Speicherwerken an Bedarf 124.
Anschluß, landwirtschaftl. 369.
Antrieb von Wehren, Hand-, elektr. usw. 848.
Arbeit, Einheiten 15.
Arbeitsfähigkeit 15.
Arbeitsverluste 17.

Digitized by Google

Arbeitseinheit, PSJr = 8760 PSstd 124.
Aufspeicherung bei Wasserversorgung 286.
Aufspeicherungsleistg., Begriff 103.
Ausbauziffer 16.
Ausgleich durch Pumpenbetrieb 314.
Ausgleichweiher, Betriebskurven 648.
— unter Talsperre 585.
Ausnutzung, Begriff 15.
— des Abflusses 65.
— des Kohlenwärmewertes 88.
— durch Pumpwerk 287.
— des Wassers bei Hochwassersperre 641.
— — — u. Turbinenregulierung 1220.
— Elektrothermie in Steinbusch 358.
— gesteigert durch Verbundbetrieb 729.
— große, Überlandzentr. 435.
— gute in städt. Netz, Kurv. 499.
— hohe, in Ölgebieten 332/33.
— hohe, in Rheinfelden 213.
— in landwirtsch. Einzelanlagen 399.
— in gemischtem Verbundbetrieb 547.
— Kleinhausindustrie 667.
— landwirtsch. 370.
— landwirtsch. Einzelbetrieb 408
— landwirtsch. Verbrauch 393.
— Speicherpumpwerk 761, 762.
— Speicherwerk 693.
— Spitzenbetrieb 523.
— — Beisp. 521.
— städt. Netz 279, 743.
— schlechte, landwirtsch. 311.
— Talsperre, Anschluß an Dampfwerke 665.
— Überlandnetz verbessert durch Großabnehmer 334.
— zeitlich veränderliche von Anlagen 66.
Ausnutzungsziffer 16.
— Beznau 242.
Auswechslung, erleichterte, von Turbinen 332.

Bagger, elektr., stationär in Kläranlage 528/30.
Baggerung in Kanälen 1234 ff.
— bei Talsperren 1075.
Bahnbetrieb, Lastlinie 20.
Batterie, kl. landw. Zentr. 402, 404.
— umfangr. Anwendg. 471, 499.
Bedarf., anpassungsfähiger, Beispiele 130.
Bekohlungsanlage 257.
Belastung, Beisp., Bahn 1218.
— Kubelwerk, Kurven 648.
Belastungsdauerlinie 34.
— bei Beteiligung von Großabnehmern 334.
— Löntschwerk 733.
Belastungskurve siehe Lastlinie.
Belastungskurve, Jahres-, bei elektrochemischem Großbedarf 131.
Belastungsziffer 16.
Benutzungsziffer 16.
Beschickung siehe Bekohlung.
Betrieb, gemischter 35.
— ruhiger u. unruhiger 239.
Betriebseinschränkung, Talsperre ausnahmsweise ertragl. 593.
Betriebsergebnisse, Marklissa, Kurven 644.
— Turbinenpump.-u. Elektrizitätswerk 621.
Betriebsführung, Talsp.- 567, 605.
Betriebskraft, Arten 29.
Betriebsplan von Jahresspeichern 113.
— Speicherwerk 703.
— Urftsperre 671.
Betriebsstoffe, Inhalt 13.
Bewässerung, landw., Brahe 340.
Bremsregler, hydraul. u. mechan. 1231 ff.

Dammbalken, Notverschluß bei Wehr 813.
Dampfaushilfe 661.
— neben Pumpwerk 317 ff.
— neben Speicher 666.
— neben Talsperre 555, 602 ff.
— — — und Pumpwerk 585.
— kleine Triebwerke 573.
Dampfergänzung, planmäß. großzügige 35, 546.
— neben Tagesspeichern 106.
— Waldenburg-Marklissa 643 ff.
Dampfkraft, neben W.-Kraft in München 470.
Dampfturbine, Überlastungsfähigkeit 106.
Dampfverbrauch von Dampfturbinen 238, 255.
Drahtseilbahn, Rohrleitung 1181.
Drehstrommotor, Betriebsvorteile 311.
Drehzahlschwankung und Druckleitung 1209.
Drehzahlbegrenzung bei Dampfturbinen 255.
Dreschen, elektr., Kraftbed. 399.
Dreschmaschine, Kraftbedarf 402.
Druckleitung, Beanspruchg. 1151.
— Druckschwingungen 1207.
— Manometer 1159.
— Steinschlag, Klappenbruch 1158.
— zerstört 1182.
Druckölzentrale in Tuilière 251.
Druckregler 684.
— ausführl. 1222.
Druckschwankungen 1158.
Druckschwingungen, angefachte 1212.
Druckwasserantrieb 1065.
— im Wasserschloß 1197.

Eis 768, 791.
— Ablaß 1228.
— Abzug durch gelüftetes Walzenwehr 896.
— Beseitigung am Rechen 1240 ff.
Eis, Betriebswasser opfern 1248.
— Druckrohrbruch 1158.
— Freihaltung des Kanals 1243 ff.
— geht allmählich ab 383.
— Grund-, warmes Wasser Gegenmittel 481.
— — in Rheinfelden 207.
— in Kanälen 1078.
— löst sich im Stausee auf 354.
— Nadel-, am Rechen 907.
— am Rechen 344, 1237.
— — Wärmemittel 1243.
— bei Rechen 893.
— bei Rheinfelden 202.
— bei Saugüberfall 863.
— Schußtreppe 1205.
— bei Schützenwehren 794.
— Sprengungen wenig wirksam 1245.
— am Talsperrenüberlauf 1058.
— verschwindet im Stollen 1250.
— Walzenwehre im 272.
— Wehr 899.
— Wehrabschlag früh erforderlich 798.
— Wehrdienst 823.
— in Werkkanälen 1234 ff.
— auf Weser 307.
Eisabwehr an Wehren 871 ff.
— München 481.
Eisabweis 476.
Eisabweiser 418.
— an Zentrale 425.
Eisbildung an Holzgerinne 885.
— bei moorigem Wasser 348.
Eisgang 506.
— auf Main 268.
— Bild 981.
— schwerer 921.
— über Walzenwehr weg 272.
Eisstörungen 735.
Elektrochemie 902.
— Betriebsweise 21.
— Betriebszweige 21.
— Kraftbedarf 20.
Elektrodenabbrechen 356.
Elektromotor, Vorzüge 33.
Elektrothermie 339, 349 ff., 441, 545.
— Betriebseigenschaften gegenüber Wasserkraftangebot 135.
— Rheinfelden 211.
Energie siehe Arbeit, Leistung, Kraft.
Energiequellen, unerschlossene 88.
Energievernichter, Erfahrungen 1227.
Entlastung, selbsttätige, Zylinderschütz mit Schwimmer 1228.
Entlastungsanlagen für Umleitungen, selbsttätige, ausführlich 1206 ff.
Entlastungsüberfall, Kanal 421.
Entnahme, verschied. Typen 603.
Enttäuschung 761.
— Abflußzahl 608.
Entwässerung, zentrale, für Turbinenkammern 237.
— Niederdruckwerk, gegen Hochwasserrückstau 1308.

Digitized by Google

Entwicklung des Anschlusses, Anpassung 241.
— Kubel 665.
— unerwartet rasche 650.
Ergänzungskraft siehe auch Dampfkraftergänzung.
Ergänzungswerk 509.
Erreger, Zentral-, Gesichtspunkte 236.
Erregerturbinen, Raumbedarf 235.
Erweiterung, Maschinenanlage 661.

Faschinenwehr, provisor. 528.
Fernbedienung, Wehre 849, 869.
Fernleitung, große Längen 534.
— Beznau-Löntsch 124.
— Störung 546.
Fernpegel, hydraulischer 480.
Fernschaltung 726.
Fernsteuerung 543.
— Druckrohrabschluß 658.
— Rohrklappe 714, 717, 1198.
Filteranlage für Trinkwasser 581.
Fischbestand, Rückgangsursache 351.
Fischdiebe, Schutzgitter 345.
Fischerei, Brahe 340.
— Rückgang 509.
— Wanderfische 923.
Fischpaß, Wasserverbrauch 934.
Fischtreppe, stark benutzte 345.
— Wasserverbrauch 490.
Fließgeschwindigkeit im Ruhrgebiet 121.
Floßfahrt auf Kammerschleusen verwiesen 509.
Floßfedern 491.
Floßgasse, Fahrgeschwind. 928.
— Wasserersparung 352.
Flößerei, Brahe 340.
— über Klappenwehr 857.
Frost 1231.
— bei Kanal 1098.
— Rohrleitung, Selbstschutz, Formel 1177.
— Schutz von Standrohren 1199, 1217.
— Schützen eingefroren 365.
Füllung v. Talsperren, wie oft 591.

Gasversorgung 28.
Gefahrwasserstand bei Talsperren 1069.
Gefälle, Beinträchtigung durch Hochwasser 140.
— Einbuße durch Einstau verlangende Saugrohre 562.
— Hoch-, sehr schwankend 672.
— veränderliches 554.
— — zwei Gruppen Turbinen 581.
Gefällausnutzung durch Kanalanstau 487.
Gefällsverlust bei Schiffsschleusen 934.
— — Beobachtung 924.
Gesamtleistung, Begriff 6.
Geschiebe 768.
— Abnutzung an Wehren 810.
— Abschliff von Eisenteilen 843.
— auf Wehrschwelle 802.
— stark 527 ff.
Geschiebe, Stauweiherfreihaltung 650.
— Wehrstörung 798.
Geschiebeabhaltung 418.
Geschiebeabwehr verunglückt 445.
Geschiebeentnahme günstig 506.
Großabnehmer stellen Reservedampfkraft 502.
Großgasmaschinen 695 ff.
Grundablaß nötig geworden in Rheinfelden 203.
Grundeis siehe Eis.
Gruppenwasserversorgung, Betriebsplan, Hochbehälter 583.

Hängebahn für Wehrdienst 250.
Heber, Luftausscheidung 1185.
Heizung bei Wehrverschlüssen 839.
— Schützen, gegen Eis 871.
Hilfsabschlüsse, Nadeln, Dammbalken, Klebekasten 870.
Hilfsdienst 534, 583, 660, 711, 719, 726.
— bewegliches Wehr 798.
— Speicherpumpwerk 753.
Hilfsmaschinen 298.
— in Beznau 236.
— Girardturbine f. Drucköl 430.
Hochspannung 57 000 V. 535.
Hochwasser, rasche 528.
Hochwasserentlastung bei Talsperren, ausführlich 1052 ff.
Hochwasserentlastungsanlagen b. Talsperren, selbsttät. 1069 ff.
Hochwasserschaden 251, 800.
Hochwasserschutzbecken, Grundsätze 629 ff.
Holzschleiferei 48.
— als Kraftverbraucher 130.
Höchstbelastung, Verlauf, Wangen 436.
Hubgeschwindigkeit, Segm.-Wehr 837.
— von Schützen 250.
— Walzenwehr 271.

Jahresspeicher, Betriebsgestaltung 112 ff.

Kahnschiffahrt, Kran statt Schleuse 206.
Kanal, Eis- u. Schneeversetzungen, ausführlich 1244 ff.
— Sicherheitsabschlüsse 1117.
— vergrößert Unregelmäßigkeit des Abflusses 1240.
— Wert der Abdeckung 1098.
— Wirkung auf Abfluß 856.
Kanalausbesserung, im Betrieb 420.
Kanalbruch u. Betriebsstörung 419.
Kanalspeisung, Betriebsplan 304.
Kettenschiffahrt 526.
Kläranlage, ausführlich 833 ff.
— gelungene 911.
— überflüssige 1253.
Kläranlagen, ausführlich 900 ff.
Klebekasten 870.
Kleinbagger 1256 ff.
Kleinmotoren, Wärme-, gegen Elektromotor 311.
Kohlenverbrauch, Veränderlichkeit 14.
Kolk, liegen lassen 780.
Kondensation mit Kühlwasser unter natürl. Gefälle 238.
— Speisung aus U.-W. 257.
Kraftbedarf, Anpassung 21.
— je ha 409.
— Pumpwerk, Kurven 286.
— Schwankungen 15.
Kraftübertragung, elektrische 4.
— 85 km parallel 124.
— Systeme 3.
Kraftwerk, sehr großes 1306.
Kraftwerksbetrieb für Bahn 1218.
Kraut am Rechen 353.
Krautreinigung 1258 ff.
Krautsäge 1258.
Krautwuchs 362.
— im Kanal 1099.
— starker 348.

Lager, Fettschmierung 430.
Landwirtschaft, Kraftbedarf, ausführlich 310.
— — Zeit 29.
— Kraftbedarfslinie 306.
Lastlinie siehe auch Belastungskurve, Beispiele 18.
— Beznauwerk 727.
— landwirtschaftliche 312, 371, 393/95.
Lastlinien, Entwicklung, ausführl., große Überlandzentrale 435.
Lastverteilung, günstigste, auf mehrere Maschinen 172.
Laubtreiben siehe Schwemmsel.
— Störung 889.
Laufkran über Turbinen 459.
Lebensdauer 8.
— Rohrleitung 1160.
Leerlauf, ausführlich 1200 ff.
— selbsttätig 1365.
Leerlaufarbeit von Bremsreglern 1232.
— Dampfmasch. 18.
Leitungsführung, doppelte 535.
Leitungsnetz, Entwicklung 668.
— Personalbedarf 13.
— große Überlandzentrale 432.
— Verbesserung des Wirkungsgrades 49.
Lichtspitze 19.
Lokomobile, mangebracht 333.
Lüftung 683.

Mangeldauer 573.
Maschinen, Druckschwankungen 1207.
Maschinendienst 1281.
Maschinenleinbringen, Laufkran, fährt aus 427.
Maschinengröße, verschiedene 385, 491.
Maschinensaal, Zugänglichkeit gut 427, 495.
Mietkraft, Beznau-Rheinfelden 214.
— Beznau-Wangen 240.
Motor, fahrbarer 416, 882.
— — Losständerwehr 796 ff.

Digitized by Google

Nadelwehr 792.
Niederwassererhöhung, Ruhr, Wasserbedarf 602.
— neben Talsperrenkraftnutzung 604.
Nietrohre, Unterhaltung 1153.
Notschützen am Wehr, Tuilière 250.
Nutzeffekt siehe Wirkungsgrad.

Ofenbelastung, schwankende, zulässig 135.
Öldruck für Schützen 233.
Öldruckzentrale, Beznau 237.

Paradeversuche, Kohlenverbrauch 14.
Parallelbetrieb, große Entfernung 664.
— über große Entfernung, Beispiele 124.
— — Leitung 497.
— — siehe auch Verbundbetrieb.
— vielgliedriger, ausgedehnter 545.
— von vier Wasserkraftwerken 332.
Personalbestand, Beispiele 12.
Pflug, elektrischer, Belastung 312.
— — Betriebszeit 20.
— — Systeme 404.
Phasenverschiebung, verschlechtert Maschinennutzung 386.
— u. Maschinengröße 235.
Provisorisch siehe aushilfsweise, Hilfs-.
Pumpe, Hochdruckkreisel-, für Trinkwasserversorgung, selbsttätig 495.
— Kreisel-, in geschlossene Druckleitung arbeitend 737.
— für Wassersparnis bei Schiffahrt 924.
Pumpwerk mit Elektrizitätswerk vereinigt 583.
— Entwicklung, Bochum 284 ff.
— Grundwasserverarmung 575.
— Kanalspeisung 303.
— als Kraftverbraucher 48.
— als Stromverbraucher 24.

Querschnittsbemessung von Kanälen, Betriebsrücksichten 149.

Raubfischerei 351.
Rechen, Zerstörung 895.
— am Entnahmeturm 1054.
— Reinigungsmaschinen 1240.
— maschinelle Reinigung 616.
— Reinigung von Hand 1239 ff.
— Überbauung 1297.
— überlasteter 353.
Rechenhaus, vorteilhaft, Bild 383 ff.
Rechenspülung, halb selbsttätige 1046.
— ungenügende 207.
— zweifelhafte 251.
Rechenverlegung in Rheinfelden 1290.
Rechenverlust in Rheinfelden 205.
Regulieren der Wehrschützen, lästiges 251.
Regulierung, Abfluß-, an Wehren 790.
— des Zuflusses am Einlaß 895 ff.
— Unterstützung durch Saugrohrbelüftung 356.
— unvollkommene 735.
Reparaturwerkstätte, Wehr- 869.
Reserve, Fehlen zulässig 331.
Reservemaschine erspart durch Doppelanordnung 460.
— Berechtigung der Bezeichnung 438.
Reservemaschinen 6.
Reserveturbinen 687, 743.
Ringleitung, Betriebssicherh. 369.
Rohkraft siehe Bruttokraft.
Rohrabschluß, selbsttätiger 737.
Rohrbruch, ausführl. 1157 ff.
Rohrbruchsicherung, verschiedene Modelle 1197.
Rohrleitung, Ausschleifung, Sand 1148.
— Betriebssicherheit 1190.
— Dichtungsergebnis 1155.
— glatte Linie erwünscht 1182.
Rohrweite, Bedingung für gleichbleibenden Arbeitsverlust bei verschiedener Beckenabsenkung 569.
Rolladenschützen, schwieriges Ziehen 797.
Rolladenschütz, Störung 798.
Ruhiger u. unruhiger Betrieb 618, 726.
Rückstau, Turbinenbetrieb im 43.
Rückstauschleusen 476.

Sandablagerung 920.
Sandführung 1148, 1153.
— und Regulierapparat 1233.
Saugrohr, Baustoff 1311.
Saugüberfall, ausführl. 862 ff.
Schalttafel, übersichtliche 543.
Schieber, bei Talsperren beschädigt 1046.
— große elektr. Antr. 559.
— Schlußzeit 559.
— Strömungsgeschwindigkeit 1192.
Schiffahrt auf Aller 323.
— Rhein- 503.
Schiffahrtskanal, zugleich Werkkanal 507 ff.
Schlußzeit, Regler 1209.
Schmiergänge 491.
Schützen, zweiteilige 848.
Schützenantrieb, fahrbarer Motor 416.
— vom Maschinensaal aus 345.
— Motorwagen 822.
Schwellgeschwindigkeit 550.
— große 528.
Schwemmsel 1176, 1238 ff.
— beobachtete Mengen 1240/42.
— in Turbinen 1234.
— Menge in Rheinfelden 207.
Schwimmbalken 892 ff., 1250.
— vor Kraftbau 481.
Schwimmer, Wehrauslöser 829.
Schwingungen in Druckleitung 684.
Schwingungsdauer b. Druckstollen und Überfall 1218.
Seenabsenkung schädigt Wasserhaushalt 363.
Seilbahn 719.
Selbstreglerwehre 831.
Selbsttätige Verschlüsse 1106.
Senkschützen für Eisabzug 365.
— Wehr- 884.
Sohlenerhöhung oder Wehren 773.
Sohlensenkung inf. Wehrbau 443.
— unterhalb Wehren 773.
Sonntagskraft 38.
— Aufspeicherung 104.
— Möglichkeit der Aufspeicherung 109.
Spannungsregler, selbsttät. 387.
Spannungswandler, selbsttätig-abschaltbare 311.
— — ausschaltende 49.
Speicher, günstigste zeitliche Betriebseinteilung 193.
— praktisch. Betriebsvorzüge 667.
— Tagessp., Betriebsplanentwicklung 103 ff.
— kleiner, bei sehr unstetiger Wasserführung 666.
Speicherbecken, günstigste Absenkungstiefe 193.
Speicherbetrieb, Jahreskurve mittlere, Absenkung, mit Dampfaushilfe 549.
— schematische Darstellung 110.
Speicherpumpwerk, Anlassen der Maschine 741.
— Betriebssicherheit 106.
— prakt. Vorzüge 761.
Speicherung, elektrochem. 499.
— grundsätzlich 37.
— im Kanal 1406, 1206.
— in Kanalisierungstreppe 525.
— künstliche 37.
— natürliche 109.
— — m. künstl. verbunden 38.
— im Oberkanal 110.
— in der Stauhaltung 385.
Speicherwerk, Betriebsführg. neb. Wärmekraft, allgemein 119.
Spill, elektr. 924.
Spitzendeckung 37, 314.
— nebenAbschlußregulierung 120.
— Dampfergänzung Beznau 241.
— Ergebnis 509.
— durch Speicherwerke 125.
Spitzenweiher für Betriebssicherheit 187.
Spitzenwerk 545.
Sprengung von versetzt. Schützenwehr 798.
Spülung, gute, Albula 911.
— Kanal-, gelungene 613.
— von Kanälen 1234 ff.
— Pumpensaugkorb 739.
— von Rechen, selbsttät. 1238 ff.
— von Senkschütze, gelung. 477.
— Stollen 1206.
— von Turbinenkammer 1297.
Spülwirkung, unzureichende 418.
Stationsdienst s. Hilfsmaschinen.
Staukurve im Oberkanal 446.

Digitized by Google

Stauregulierung, einstellbare 859.
— selbsttätige, ausführl. 852ff.
Steinschlag 718.
— Schutz 558.
Stollen, Regelung 1128.
Stoneyschützen, Erfahrungen 809.
Störung am Rechen 1235.
— Sicherheitsventil 1223.
— eingefror. Standrohre 1221.
Strahlpumpe, Anwend. 1307.
Streckendienst, Fernleitung 496.
Stromverbrauchsgestaltung 18.
Stromerzeugung und -lieferung, Begriff 16.
— Verbesserung, wirtschaftl. 34.
Stromverbrauch, je ha 370.
Stromverteilungsanlagen Wangen, Statistik, Entwicklung 434.
Strömungsgeschwindigkeit, 20 m 714.

Tagesausgleichbecken, Rechenanordnung, fest 1045.
Tageskraft 24.
Talsperren, Bedienung 1069.
— Betriebseinrichtung, ausführl. 1042ff.
Talsperrenbetrieb, Erfahrung 604.
— wasserwirtschaftl. Leistung, Tabelle 590.
Talsperrenwerke 548ff.
— Leistungsfähigkeit neb. Hochwasserschutz 640.
Tauchwand 1248.
Telephon 497.
— Wehrdienst 869.
Treidelschiffahrt 503.
Triebwasserleitung, Betriebseinrichtungen, ausführl. 1191ff.
Trommelwehr im strömenden Wasser 1117.
Turbinen, voll Aale 935.
— und Kläranlage 905.
Turbinenbetrieb, Durchbrennen verhindert 1224.
Turbinenpumpwerk 606ff.
Turbinenregulierung, Festeinstell. von Hand 1229.
Turbinenschieber langsam öffnen 1195.
Turbinenschützen, auslösbare 276.
— selbsttät. Auslösung 1301.

Umleitung, Wasserzuflußregelung 1206.
Unfall 772.
— Dammbruch 380.
— Druckleitung 658, 660.
— Druckprobe 718.
— Turbine gesprungen 1195.
— Vorbecken 1265.
— Walzenwehr 845.
— Wehrbruch 774.
Unfall. Wehr verstopft 860.
— siehe auch Hauptstück 3 unt. Enttäuschung.
Unterhaltung, Personalbedarf 13.
Überfall als Eisablaß 1229.
Überlandzentrale, Begriff 21.
— Vorteile vor Einzelanlage 410.
Überlastung möglich 428.
— von Dampfturbinen 106.
Überlauf verstopft 1176.

Verbundbetrieb 693.
— Beznau-Löntsch 240.
— mit Dampfaushilfe 606ff.
— Speicher mit Dampf 567.
Verkiesung von Talsperren 1074ff.
Verkrautung von Kanälen siehe auch Krautreinigung.
Verschlüsse, vom Maschinenhaus aus gesteuert 559.
Verwendung der Kraft im landwirtschaftlichen Betrieb 399.
Vollaktturbinen und Regulierturbinen 172.
Völligkeitsbeiwert, Begriff 34.

Walzenwehr, Betriebsstörung, eigenartige 845.
Walzenwehre im Eis 273, 871.
Wasserbeschaffung für Hochspannungsanlagen 497.
Wasserfassung, ausführlich 882ff.
Wasserführung, ungleichmäßig durch Wässerung 340.
Wasserkraftanlagen als elektrische Zentralen, grundsätzlich 39.
Wasserkraftnutzung, Formen und Mittel, grundsätzlich 39.
— durch andere als elektrische Betriebe 48.
Wassermangel, Betriebsstörg. 609.
Wassermessung, Druckrohr 1198.
— im Unterkanal 723.
— Venturi- 1285.
Wasserrecht, Abmahlen 173.
Wasserschloß 1211ff.
— maßgebende Lastschwankungen, Beispiel 1217.
Wasserstandsfernmelder 615, 737, 1072.
Wasserstandsschwankungen, Ursachen und Gegenmittel 852ff.
Wasserstandsregler, mechan. 1230.
Wasserturbinen, Nutzleistung 44.
— Schluckfähigkeit 44.
— Theorie 42.
Wasserverbrauch, bei Durchflußturbinen, einreguliert 1225.
Wasserverluste, Flößerei 930.
Wasserverteilung aus Talsperre 586.
Wasserwalze 783.
Wasserwirtschaftaplan, Möhnetalsperre 600ff.
Wärmedehnung, bei verdeckter Rohrleitung beobachtet 1177.
Wärmekraft, Dampf und Gas neben Urftalsperre 695ff.
— in Verbindung mit Verbundwerken 126.
Wärmekraftaushilfe bei Jahresspeichern 114.
Wärterhaus 496.
— Talsperre 600.
— am Wehr 868.
Wehrabschlag 805.
— Lossländer- 798.
— schneller, Lossländer 802.
— Weser 320.
— Zeitbedarf 796.
Wehrantrieb, Benzinzentrale 911.
Wehraufschlag, Lossländer 802.
Wehrbedienung, ausführl. 868ff.
Wehrbetrieb 853.
— ausführlich 848ff.
Wehrbeweglichkeit, Betriebserfahrungen 802.
Wehrbruch 268.
Wehre, selbsttätige, Hochwasserschutz 780.
Wehrschützen, Hubgeschwindigkeit 810, 814.
Wehrwärter 819.
Wehrwärterwohnung 473.
Widerstandsregler, elektr. 1232.
Wildflößerei 927.
Winde, fahrbare, für Rechenaufzug 552.
Windkessel, Luftpumpe nötig 1222.
— Luft vom Wasser aufgenommen 1220.
Wirkungsgrad bei stark veränderlichem Gefälle, Beispiel 561.
— Erhöhung 385.
— der Speicherung 103.
— künstliche Speicherung 38.
— landw. Netz 396.
— Regulierung bei Doppeldüsen 724.
— Schädigung durch Abmahlen, Gegenmittel 1250.
— schlechter, in alten Turbinenkammern 743.
— Speicherpumpwerk 752, 756.
— Turbinenanordnung 615.
— veränderliches Gefälle 684.
— von Feinrechen 1235.
— zeitlich veränderlicher, bei Niederdruckwerken 72.
Wohnhäuser beim Werk 553.

Zahnradantrieb, Geräusch 184.
— Verschleiß in Marbach 184.
Zylinderschieber, großer, Öffnungszeit 1047.
Zug, künstlicher 256.
Zusatzarbeit, Begriff 103.

Digitized by Google

3. Verwaltung und Wirtschaft.

Abfluß, gestört durch langen Kanal 856.
Abflußausgleich verlangt 852.
— — Nutzen 121.
Abflußregulierung in Turbinenanlage 1229.
Abgrenzungsvertrag bei Wasserversorgung 284.
Absatzentwicklung 283, 584.
— Beznau 244.
Absatzfähigkeit, Einfluß auf Ausbau bei Rheinfelden 199.
Absatzgebiet, vielseitiges 544.
Absatzmöglichkeit, begrenzt, Anlageumfang 137.
Absatzverhältnisse, Einfluß auf Wirtschaft 21.
Absenkung, günstigste 675/79.
— — Beispiele 549, 556.
— — Berechnung 567 ff.
— — Einfluß von Rohrleitung u. Maschine 569.
— See- mit Pumpenanlage 711.
Abschreibung, anfänglich kleinere 700.
— Begriff 8.
— Höhe 8.
— veränderliche 9.
— wirkliche 668, 709.
— Ziffern 1346.
Amortisation siehe Tilgung.
Anlagekosten als wirtschaftlicher Beurteilungsmaßstab 5.
— von Dampfkraftwerken 76.
— Ersparnis bei durchgehender Zahntriebwelle gegen Einzelantrieb 330.
— Fernleitung 390.
— Gersthofen 465.
— Gleichung f. Kraftübertrag. 79.
— Gliederung 6.
— Hangkanal, ausführlich entziffert 1360 ff.
— hohe 499.
— — erträglich 498 ff.
— — Gründe 396.
— von Kanälen 73.
— abhängig v. Konjunkturen usw. 75.
— kleine Werke verhältnismäßig billig 357.
— langer Hangkanal 1365.
— Leitungsnetz, landw. 393.
— Schieber und Rechen 566.
— von Spannungswandlern 78.
— Stollenausbetonieren 1364.
— Stollen und Kanal, ausführlich 1360 ff.
— von Stromerzeugern 77.
— Talsperre, Einzelposten 637.
— von Turbinen 75.
— von Turbinenkammern 75.
— Turbinenpumpwerk 298.
— Verlegen v. Kanalschalen 1361.
— Verteilungsanlagen. Entwicklungskurve 434.
— Wasserkraftanlagen, ausführl. Tab. 1366 ff.
— — Tab. 1366 ff.
Anlagekosten zu hoch 439.
Anpassungsfähiger Bedarf 524.
Anschluß, Zahlen, Beznau 240.
Anschlußbewegung in Beznau 242.
Anzapfung b. Talsperren, günstigste Tiefe 1044.
Aufgelöste Wehre gegen massige 787.
Ausbau, Beispiel von hohem 130.
— rentabelster 86.
— zu knapp 437 ff.
Ausbauform, wirtschaftl günstigste, ausführlich 1366 ff.
Ausbaugröße 666, 1028.
— hohe 396.
— — begründet 331.
— sehr hohe 357.
— beeinflußt durch Platzmangel 280.
— gut gewählte 242.
— bei kleinen Anlagen 407.
— Kanalverlängerung oder -erweiterung 466 ff.
— Rheinfelden 215.
— bei fehlendem Wehr 547.
— bei Speicherwerk, Entwicklung 727 ff.
— Talsperren 603.
— Talsperre, Beispiel 620.
— Untersuchung. Beznau 240.
Ausbaugrößeberechnung, anpassungsfähiger Bedarf 358 ff.
— ungleichmäßige Belastung 281, 437 ff.
Ausbaugröße-Rechnungsbeispiele, gleichmäßige Belastung 216, 266.
— ungleichmäßige Belastung 242.
— landwirtschaftliche Spitzendeckung 371 ff.
— Spitzendeckung 501.
— Pumpwerk und Überlandelektr. 315.
— Speicherpumpwerk 755.
— Talsperrenwerk mit Dampfaushilfe 570, 697.
— für Turbinenpumpwerk 299.
Aushauwürdigkeit, ihre Bewertung 29.
Ausbeutelinien, Anwendungsbeispiel 642.
Ausbruchkosten, abhängig vom Stollenquerschnitt 151.
Ausgleich durch Talsperren, Einfluß auf Selbstkosten nach Wulff 134.
Ausgleichweiher, wirtschaftlicher Nutzen, Gersthofen 453.
Aushub, Kanal-, Kosten 1360 ff.
Auskleidung, Kanal Beznau, Nachweis der Wirtsch. 227.
Ausnutzung des Stauraums 1354.
— maßgebend für wirtschaftliche Beurteilung 466.
Ausnutzungsgrenze nach verschiedenen Autoren 91.
Baggerung, Kies aus Kanalverlegung, Kosten 445.
— Kiesverschüttung in Kanälen 887.
Baukosten, einzelne, Niederdruckwerk 263.
Bauzeit, maßgebend bei Stollenanlage 653.
Bauzinsen, Druckleitung 559.
— Eisenbetontalsperre 981.
— gespart 425.
— grundsätzlich 86.
— Rohrleitung 1181.
— Stollenbau, Fenster 1129.
— bei Staumauer 957.
— Turbinen 561.
— Verminderung in Beznau 235, 239.
Beitragsleistung, Talsperrengenossenschaften, Berechnung 592.
Betonbelag, Kosten 1086.
Betonplatten 1084.
Betonschale im Kanal 477 ff.
— Kanal-, vorteilhaft 489.
Betriebsgemeinschaft, geplante, um Mannheim 521.
Betriebskosten, abhängig von Maschinenzahl 172.
— direkte gegen indirekte bei Wasserfassung 530.
— direkte und indirekte 7.
— — Tabelle 12.
— — Zusammensetzung 12.
— landwirtschaft. Zentrale 373.
— Urftwerk 701.
— verschied. Antriebskräfte 32.
— wirkliche, Wangen 436.
Bewässerung, unwirtschaftl. 841.
Bewertung von Wasserkräften nach Lage 137.
Bodenuntersuchung, Wichtigkeit 772.
Bremsregler, Preise 1231.
Brückenkanal, zweckm. Durchbildung 1113.
Brückenwehr, Gewichtsersparnis 805.

Dammbau, Kosten 1006, 1012, 1017, 1021, 1023, 1025.
— — Schwemmschüttung 1029.
Dampfaushilfe 619.
— günstig 622.
— im Verbundwerk 730/32.
— neben Speicher 694.
— neben Speicherpumpwerk 760 ff.
Dampfkraftwerke, Betriebskosten 1347.
— Stromkosten 22.
Dichtung, Staumauer-, Kosten 942 ff.
— — Preis 948.
Doppelwerk 1319.
Drehzahl, Beispiel 494
Druckleitung u. Maschinenanlage, Zusammenhang 1210.
— teure 720.
— wirtschaftliche Berechnung 161.

Digitized by Google

Druckregler, vermieden 1222.
Druckstollen, Eigenschaften, allgemein 1123 ff.
Düker, Rohr oder Stollen 1184.

Einheitskosten, Anlage- 6.
— der Arbeit 16.
— Kurven 523.
Einstau von Ortschaften 595.
Eisenbeton, Rohr- und Kanal-, Kosten, Tabelle 1173, 1360 ff.
Eisenbetonrohr, Überlegenh. 1164, 1172.
Eisenbetonrohre, Preis 1151.
Eisenbetonwasserturm, Kosten 1219.
Elektrothermie mit Dampfkraftbetrieb 468.
— als Großabnehmer und Ausbaugröße 467 ff.
Enteignungsrecht, Talsperrengesetz 575.
Entlastung bei Umleitungen, Wassersparer 1207 ff.
Enttäuschung 620 s. a. Lehrgeld.
— Absturztreppen 1204/06.
— Bauerschwemis 656.
— Baugrund 909.
— Bruch eiserner Talsperre 977.
— Dammbruch 1037, 1038 ff.
— Druckstollen gebrochen 1135.
— Gründung 913.
— Hochwasserschaden 1218.
— Holzkanal verfault 1099.
— Kanalbruch 1092.
— Rohrbruch 1157 ff.
— Rohrbrüche 1189.
— Rohrleitung 1182.
— — zerstört 1151.
— Schleusenbruch 1193.
— Staumauerbruch 949.
— Staumauerbrüche 938.
— Stollenbrüche 1138.
— Stollenkosten 1140.
— Talsperre unterspült 982.
— Talsperremutzen 589/94.
— Vorbecken 1285.
Entwässerung, Staudamm 996.
Entwicklung, Kubel, ausführl. 668.
— Löntschwerk 726.
— Rheinfelden 213.
— Schweinfurt 279.
— Uritwerk 700 ff.
Erhpacht v. Turbinenanlagen 331.
Ertrag, Gesetz vom ab- und zunehmenden 84.
— siehe auch Wirtschaftsergebnis.

Fähre bei Trockenlegung 291.
Fernleitung, Einzelkosten 264.
— Kosten 565.
— — Beispiele 81.
— Mastentfernung 554.
Festwert der Kostengleichung positiv und negativ 92.
Fihale für Stromabsatz 544.
Fischerei, Rückgang 273.
Fischpaß 934.
Fischtreppe, teure 345.
Flößgasse, Kosten 928.
Flößerei 1262.
Flößerei, maßgebend 472.
Floßschleuse als Kammerschleuse, Wassersparnis 365.
Flußregulierung, Kosten 476.
Flußtal, Auswahl des, Beisp. 262.
— — — günstigsten 137.
Freileitungen 1343.
Funktionsfläche d. Einheitskosten 84, 119.

Gefälle, Einschränkung des verlorenen von Peltont. 1284.
— Einteilung in Stufen, wirtschaftliche 467.
— Zusammenlegung, Beisp. 516.
Gefällemehrer, wirtschaftl. Nutzen, Berechnung 181.
Gefälleschoner bei Talsp. 1076 ff.
Gefällstrecke, Ausdehnung 726 ff.
— Einteilung 489.
— eigenartige Einteilung 1179.
— Wahl, Beispiel 649.
Gefällsverlust durch Wassermessung 1286.
Gefällszusammenlegung, Beispiel 507.
Gehälter und Löhne, Beispiele 12.
Geländeerwerb 745.
Gemeindebetriebe, Wirtschaftsgrundsatz 284.
Gemeinnützig, Preispolitik 11.
Gemeinnütziges Unternehmen 690 ff.
Gemeinnützlichkeit, Ausbau auf 101.
— Standpunkt der 89.
Genehmigung, 90 Jahre 245.
Genehmigungsbedingung., Rheinfelden 212.
Genehmigungsbescheid, Stausee 705.
Genossenschaft, landwirtsch. 392.
— — Zentrale 375 ff.
— Triebwerke 726.
— Überlandzentrale 363 ff.
— Wasser-, Gesetz 574.
— Zwangs- 53.
— als Zwischenhändler 432.
Gerinne, künstliche, Baukosten 1104 ff.
Gesellschaft m. b. H., Landkreise 323.
— Rurtal- 670.
Gesetze, wirtschaftliche 84.
Gesundheitspflege, Flußverarmung und Talsperren 574.
Gewinn als Unternehmerzeit 87.
— und Verlustrechnung, landw. Genossenschaft 394.
— — — Überlandzentrale 377.
Gewölbesperren 961 ff.
Großabnehmer 432.
— Bezugspreise 1352.
— als Grundstock von Überlandnetzen 334.
— Kohlenzechen 565.
— Kraftpreise 214.
Großabnehmerkraftpreisermittlung, Proj. 524.
Großgaszentrale, Kraftpreis 696.
Hausindustrie, Beispiele 88.
Hauswebere i 432.
Heimatschutz 1080, 1120.
— Druckrohr 1157.
— Krafthaus 1338 ff.
— Wasserturm 1219.
Heimfall 11.
Hochwasserentlastung von Talsperren, ausführlich 1058 ff.
Hochwasserentlastungsanlagen bei Talsperren, Notauslässe, Berechtigung 1069.
Hochwasserturbinen, wirtschaftl. Anteil an Gesamtleistung 231.
Hochbecken, Einsprachen 745.
Hochwasserschutz, verunglückt 670.
Hochwasserschutzgesetz 636.
Holzbau, grundsätzlich 769.

Industriegelände, Rheinfelden 212.
Installationsgeschäft 667.
Interessengemeinschaft, Stromlieferung u. Neueinrichtungen 434.

Jahreskosten, abhängig von Ausbaugröße 71.
— als wirtschaftl. Beurteilungsmaßstab 5.
— feste und veränderl. 16.
— — — bei verschiedener Ausbaugröße, Talsperre 572.

Kaliwerk als Dauerabnehmer 333.
Kanal, Anlagekostenlinie 73.
— Baggerungskosten 1256 ff.
— Baukosten 488, 1360 ff.
— Betonbelag gegen Lehmdichtung 1086.
— Eisenbeton-, ausführl. Kostenang. 1360 ff.
— Erweiterung, Baukosten 291.
— in Felsen 1030.
— Kosten je PS 466.
— Wassertiefe 1082 ff.
Kanalbruch, Mehrkosten 420.
Kanalbrücken, wirtschaftl. Vorbilder 478.
— wohlfeil, gefällig 488.
Kanaleinlauf, kostspieliger 418.
Kanaleinteilung, günstigste 143.
Kanalgefälle, Einfluß d. Speichertiefe 653.
— gebrochenes wirtschaftl. 422.
Kanallänge, günstigste, Beispiel 290.
— Rechnungsbeispiel 347.
— und Wehrhöhe 484.
Kanalquerschnitt, vorteilhaftest., mathemat. Ermittlung 155 ff.
— Wechsel unterlassen 488.
— wirtschaftlicher 477.
Kanalquerschnittgröße, Berechnung 488 ff.
Kanalisierung und Wasserkraftgewinnung 328 ff.
Kanalschale, Verlegen, Kosten 1360 ff.
Kapital, Festlegung 572.
— — hohe 546.

Digitized by Google

Kapitalbedarf, ausschlaggebend 365.
— gemindert 392.
— maßgebend 727.
Kapitalbeschaffung, schwierig 211.
Kapitalkosten 7.
Kapitalzins, Auffassung desselben 11.
Karbid, Gestehungskosten 359.
Kiesverwertung 445.
Kiesspülung bei Talsp. 1075.
Kläranlagen, Abmessungen 900.
— Kosten 912.
Kleinindustrie 573.
Kohlen, Vorräte 87.
Kohlenkosten 14, 1348.
Kohlenpreis, hoher 498.
Konkurrenz siehe Wettbewerb.
Konzession siehe Genehmigung.
Kosten, feste u. veränderliche 71.
Kostengleichungen, Erd-, Kanal-, Beispiel 423.
— Formelzusammenstellung 93.
— Grundform 79.
— Kanalwerk 467.
— Neckarwerke 522.
— Stauraum, Stollen 697ff.
— Speicherpumpwerk 759.
Kostenlinie, grundsätzl. Verlauf 82.
— Speicherwerk mit Dampf 700.
Kostenüberschreitung 620.
Kraftbedarf einiger Länder 1352.
Krafthaus 1289.
— Wahl der Baustelle 1267.
Kraftkosten, abhängig von Fußgefälle u. Kanallänge 141.
— — — Kanalgefälle, Beispiel 150.
— Funktion d. Entwurfselemente 70.
Kraftpreis, Beispiele 26.
— — für Elektrochemie 131.
— Bildung 85.
— billiger, landwirtsch. 333.
— für Elektrochemie 21.
— erreichbarer 86.
— Großabnehmer, Rheinfelden 211.
— landwirtschaftlicher 312, 392.
— — Einzelbetrieb 408.
— — Genossenschaft 377.
— tatsächl. Gestaltung 18.
— Neckarwerke 522.
— niedriger 499.
— Tuilière 264.
— für Zwischenhändler 691.
Kraftübertragung, günstigste Allgemeinanordnung 186.
— sozialer Einfluß 5.
Krautreinigung verpachten 1259.
Kreis als Unternehmer 585ff.

Lager, zugänglich 457.
Landwirtschaft: Einzelbetriebe, ausführl. 398.
— Elektr.-Verwendung, Wert 405.
Laufradzahl, 4 St. wirtschaftlich 431.
Lehrgeld 420, 542, 635, 810.
— Rheinfelden 212.
Leihkapital 575.
— Gesichtspunkte für Überlandzentrale 376.
Leitungsnetze, Anlage-Einheitskosten 50.
— Anlagekosten 690.
— — Beispiele 51.
— ausgedehntes 527, 544.
— — landwirtsch. 368ff.
— Entwicklung 664.
— teures 369.
— wohlfeilste Ausgestaltung in Rheinfelden 208.
Löhne, amerikanische 1360.

Maschinen, senkrechte Welle 183, 1284, 1302ff.
Maschinengröße, vorteilhafteste 687.
Maschinenraum, spärlich behand 355.
Masten, Leitungs-, Typen 496.
Mathematische Behandlung, Ausbaugröße 91ff.
Mauerwerk, Einheitspreis 957.
— — abhängig von Menge 117.
— Preis 947.
— Staumauer, Preis 943.
Mauerwerkkosten, aufgelöste Bauweise 1356.
Miete von Kraftanlage 535.
— von Turbinen 545.
Mietkraft 622.
— Kubel-Beznau 664.
— Rheinfelden-Wangen 432.
— Vertrag Waldenburg-Markissa 643ff.
Ministerium, preuß., f. Landwirtschaft 398ff.
Mittelspannung 689.
Monopol 11.
— einer Gesellsch. 464.
— Gasgesellsch. 470.
Motorwalzen bei Kanal 1091.
Mörtel, Mischung für Staumauern 951.
Mühle, umgebaut in Elektr.-Werk 399.
Mühlkanaleinlauf, Schutz gegen Oberwassersenkung 486.

Nebeneinnahmen durch Installat. 395.
Normalwassermenge, Einfluß auf Kosten 72ff.
— zu große 321.
Nutzen, Ermittlung, aus Talsperrenzuschuß 589.
Nutzungszwecke, verschiedene, bei Talsperren 123.

Obligationenzins 8.
Öffentliche Verbände als Unternehmer 690.
Ökonomik siehe Wirtschaftslehre.
Ölgewinnung als Dauerabnehmer 332.
Optimismus, übertriebener, bei landwirtsch. Versorgung 395.
Organisation, Privatunternehmer u. Genossenschaft gemeinsam 391.
Örtliche Lage von Wasserkräften, Bedeutung 137.

Pachtvertrag mit Staat 358.
— 30 Jahre Turbinenkammern 334.
Pflug, elektr., Betriebskosten 405.
Politische Verhältnisse maßgebend für Ausbau 413.
Privatkapital, anderer Beurteilungszustandpunkt bez. Kapital- u. Betriebskosten 625.
Privatunternehmer für Zentrale, Gesichtsp. 392.
Pumpenanlage zur Speicherausnutzung 731.
Pumpenbetrieb, wirtschaftl. Einfluß neben Elektrizität 313.
Pumpwerk neben Elektrizitätserzeugung 291.
Pumpwerksbetrieb, Wirtschaftlichkeit 299ff.

Querschnitt, vorteilhaftester Umleitungs- 147.
— wirtschaftlicher, bei Speicherg. 446ff.
— — verschiedene Kanal-, Beisp. 422ff.
Querschnittsgröße, Druckleitung 720ff.
— — Stollen, Berechnung 681.
— — besondere Rücksichten 651.
— — Gesichtspunkte 654.

Raubbau, Beispiel 138
Rechen, unwirtschaftlich kleiner 353.
Rechenreinigung, maschin. 1241.
Rechtliche Einflüsse beim Entwurf, Beispiel 650.
Regiebau, umfangreicher 1360.
Reglerschlußzeit, künstliche Vergrößerung 1232.
Rentabilität siehe auch Wirtschaftsergebnis.
Rohrleitung, Holz- 1161.
Rohstoffbezug 137.
Ruhrtalsperrenverein, Entwicklung 575ff.
Rücklagen, Durchschnitt, Rheinfelden 215, Heimbach 700.
— siehe auch Abschreibung, Tilgung.

Sangrohr 492.
— Beton oder Blech 355.
— — Tieflage 562.
— Blech angebracht 386.
— — unwirtschaftlich 430.
Saugrohrausbildung, Wirkungsgrad 328.
Saugüberfall 1228.
Schalkanal, eigenartiger, Kosten 1109.
Schieber, sparen durch Verjüngungsstücke 1047.

Digitized by Google

Schiffahrt 797.
— bauverteuernd 466.
— ermögl. Kraftgewinnung 305.
— neben Kraftgewinnung 280 ff., 290.
— verlangt bes. Anlagen 454, 466.
— weckt Kraftbedarf 521.
Schiffahrtsanlagen, Belastung durch 926.
Schutzanstrich, Preis 943.
Schwemmschüttung, Kosten 1003, 1033.
Seeabsenkung siehe Absenkung.
Seeanzapfung 1050.
Seidenbandweberei um Rheinfelden 212.
Seitenkanal oder Einzelstufen, Beispiel 507.
— unwirtschaftlicher Fall 248.
— wirtschaftlich 363, 413.
Selbstkosten siehe Jahreskosten, Betriebskosten.
Selbstkostenberechnung eines Fabrikationsbetriebs 132.
Sicherheitsrücklagen 10.
Sonntagsarbeit, Ausnutzwürdigkeit 758.
Spannung, günstigste Übertragungsspannung 186.
Sparsamkeit, übertriebene, bei Wehrbau 344.
Sparschleuse 511.
Speicher, günstigste Absenkungstiefe 192 ff.
— gegen Dampfkraft 666.
— günstigste Lage 186 ff.
— zwischen Tages- und Jahresgröße 665.
Speicherarbeitswert je nach Gefälle 675.
Speicherausbau, wirtschaftl. vorteilhaftester, geometrische Ermittelung 118.
— spezielle prakt. Gesichtspunkte 655.
Speicherbecken, teures 737.
Speichergröße neben Dampfaushilfe 571.
Speicherpumpwerk, Anlagekosten, einzeln 754.
— günstigste Druckleitungslänge 735.
— — Rohrleitungslänge 745.
— — Rohrweite 165.
— Wirtschaftlichkeit 753 ff.
— verschiedene Wirtschaftlichkeit 763.
Speicherraum, Beeinträchtigung durch Überfall 556.
— Kosten der Arbeitseinheit, abhängig vom Nutzgefälle 144.
— Schmälerung durch Überlauf 1069 ff.
Speichertiefe, günstigste 453.
Speicherung in Kanalisierungstreppe, Nutzen 526.
Speicherwerk, besondere Tarifrichtung 691/93.
— Kostengleichungen 116.
Sperrstelle, günstige 594.
Spitzendeckung, wirtschaftl. 373 ff.
Spitzenergänzung, Kostenrechnung 282.
Staat als Bauherr 358.
— — Kraftwerksbauer 331.
— — Unternehmer 526.
— — — bei Hochwasserschutz u. Kraftgewinnung 646.
— — Wasserkraftunternehmer 322.
— Beteiligung am Ausbau 280.
— erbaut Turbinengrundbau 334.
Stadt als Wasserkraftunternehmer 334.
Städtisches Netz und Wasserkraftnutzung 498 ff.
Staudamm, allmähliche Stauerhöhung vorgeschrieben 1024.
— Vergl. mit Staumauer 989.
Stauhöhe, Wiesenentschädigung 363.
Staumauer, aufgelöste, Eisenbeton, Kosten 985.
— — Kosten 988.
— — nach Ambursen, ausführl. 980 ff.
— — Mauerwerkverbrauch, Vergleich 975.
— Grundrißform 960.
— hoher Einheitspreis 656.
— Stützmauerquerschnitt 940.
— Vergleich verschied. Bauweisen 1041.
Stauraum, billiger 708.
Stauraumerweiterung, vorteilhafte 731.
Stauregler, italien. Vorschriften 1228.
Steuern, Wangen 437.
Stollen, ausführliche Baukosten 1362 ff.
— Eisenbetonschale ans fertigen Ringen 1362.
— oder Hangkanal, Beisp. 1123.
— und Eisbildung 1250.
— ausführliche Kostengliederung 1362 ff.
Stollenausbruch, Kosten 1133.
— — Tabelle 1132 ff.
Stollenauskleidung, Eisenbeton, Kosten 1364.
Stollenbau, Baueinrichtungskosten 1133.
— Dynamitverbrauch 1130.
— Tabelle 1132.
Straßenverlegung, teure 707.
Strombezugsvertrag, Ölgebiet 333.
Stromerzeuger, Kosten für abnormale Spannung 1353.
— Schwungradmaschinen, Gewichte 1210.
Stromkosten, Abhängigkeit von Ausnutzung 22.
— siehe Kraftpreis.
Stützmauer, Querschnittsvergleich 1097.

Talsperre, Anlagekosten 600.
— Auswahl, Grundsätze 595.
— Baukostenumlegung 585.
— eiserne, Kostenvergleich 978.
— mehrfache Nutzung 577.
Talsperre als Sandfang 1012.
— Sicherheitsvorschriften 936.
— teure 620.
— genossenschaftl. Unternehmen 575.
Talsperrenauslässe, Kosten 1068.
Talsperrenkraft, Verwertung, Vertrag mit Elektrizitätswerk 605.
Tarif, Doppel- oder Tages-, Erfolg 24.
— Schweinfurt 283.
— verschiedene, Ziffern 1349 ff.
Tarifbildung, grundsätzlich 25.
— Grundsätze, bei Speicherwerk 691.
Tariferhöhung nötig geworden 394.
Tarifpreise im Vergleich zu Durchschnittspreisen 23.
Tilgung, Anlaß 10.
— Begriff 10.
— Gesichtspunkt im Wettbewerb 702.
— und Kraftpreisermäßigung 11.
— Ziffern 1346.
Triebwerke, alte 573.
Trinkwasserversorgung, Grundwasser und Talsperrenwasser 618 ff.
— Talsperren 573.
— Talsperre und Kraftgewinnung 606.
Trockenlegung, Mindestbelassung 557.
— nicht vollständig erlaubt 411.
Turbinen, Doppel- 561.
Turbinenanlage, sehr billige 1321.
Turbinenkosten verschieden bei wagrechter u. senkrechter Anordnung 185.
Turbinenschützen, Bemessung 1297 ff.

Überfall, Kronen- 599.
— Wasserverschwender 1214.
Überproduktion, Karbid 357.
Umleitung, Banform 1140.
— Stollen 513.
— Talsperrenwerk 581.
— unwirtschaftlich 509.
Umleitungsgefälle, wirtschaftliche Bedeutung 140 ff.
Unkosten, allgemeine, Beispiel 15.
— — Inhalt 14.
Untergesellschaften für Stromvertrieb 432.
Unterhaltung, Ziffern 1346.
Unterhaltungskosten, Zusammensetzung 14.
Unterkanal 723.
— Abmessungen 561.
Unterlieger, Ansprüche an Regulierung 1230.
Unternehmer, grundsätzliche Stellung 85.

Verbrauchsumfrage 691.
Verbundbetrieb, großer 727.
— bei Hochwasserbecken, Berechnung 642.
— zugleich Pumpwerk, Vergleichsrechnungen 619 ff.

Digitized by Google

Vergebungsart b. Staumauern 943.
Vergebungsbedingungen, Staumauer 1356.
Verkaufspreis siehe Kraftpreis.
— volkswirtschaftlich erwünschter 89.
Verkehrslage, Beispiel 357.
Verlust in Kraftübertragung 681.
— Überlandzentrale 376.
Verputzen, Stanmauer, Kosten 1356.
Verteilung des Wassers, zweckmäßige 479.
Verwaltungsapparat, Ausnutzung 392.
Verzinsung, Entwickl., Wangen 439.
Volkswirtschaftlicher Ausbaugrundsatz 87.
Voruntersuchung bei Stollenbau 1129.

Walzenwehr, Unterhaltungskosten 280.
Wandverkleidung im Krafthaus 1336.
Wärmekraft landw. Einzelbetriebe 407.
— mit Speicherwerk, volkswirtschaftlich vorzüglich 122.
— neuere Betriebskosten 701.
Wasserabgabe 745.
Wasserersparnis nicht geübt 1225.
Wasserfassungsstelle, wirtschaftl. günstigste 146.
Wasserkraft neben Dampfkraft, Betriebsergebn. München 500.
Wasserkraftvorrat einiger Länder 1352.
Wassermangel 573.
Wassermesser, Betriebskontrolle 1285.
Wasserpreis aus Talsperre 586.
Wasserrechte, alte 743.
— erschweren Krafthausanlage 745.
— Erwerbung 714.
Wasserschloß, aufgelöstes 715, 1215.
— Ausbruchkosten 1215.
— und Druckleitung, Bemessung 1212.
— wirtschaftl. Ausbildg. 1213 ff.
Wasserschloßturm, Kosten 1217 ff.
Wasserstandregler, Wert 1230.
Wegerechtentschädigung 264.
Wehr, beweglich., Eisenpreise 807.
— — günstigste Öffnungszahl 810.
Wehrböcke, Anordnung 793.
Wehrform, sparsame 774, 778.
Wehrhöhe, günstigste, mathematische Behandlung 143.
— und Kanal 1082.
Wehrkörper, unwirtschaftl. 353.
Wehrpfeiler, Gerüstaufsatz 819.
Wehrverschlüsse, Anlagekostentabelle 874 ff.
Wettbewerb der Betriebskräfte 33.
— fühlbarer, im Kohlengebiet 701.
— Wasser und Wärmekraft im landwirtschaftlichen Netz 396.
— Wärmekraft und Hochwasserschutzbecken 643.
Wettbewerbsfähigk., nationale 88.
Wettbewerbsgrenze zwisch. Wasser u. Dampf 35.
Wettbewerbspreise für Licht 28.
Widerstandregler, elektr., Betriebskosten 1233.
Wirkungsgrad 688.
— Einlaufbauwerk 486.
— der Speicherung zu klein 453.
— Schieber 1047.
— und Stoßbecken 1260.
Wirtschaftliche Gesichtspunkte beim Ausbau 85.
Wirtschaftlichkeit, Maßstäbe 69.
— Talsperre 586.
Wirtschaftsergebnis Beznau 244.
— landwirtschaftl. Einzelbetriebe 404 ff.
— landwirtschaftlicher Überlandzentrale 391 ff.
— landwirtschaftl. Zentrale 373.
— mäßiges, landw. Zentrale 398.
— Schweinfurt 279 ff.
— ungenügendes 439.
— Verbesserung 23.
Wirtschaftslehre, technische, der Wasserkraftausnutzung 69.
Wirtschaftsplan Neckarwerke 520.
Wohlfeilheit der Kraft, grundsätzlich 87.

Zahnradvorgelege, 3faches, mit verschiedener Übersetzung, Begründung 328 ff.
Zementeinpressung, Kosten 1140.
Zins von Schiffahrtsanlagen möglichst verringert 466.
Zinsfuß 8.
Zinsverlust siehe Banzinsen.
Zwangsgenossenschaft 574.

4. Geographische (Orts- und Werks-) Namen

(dies zugleich ein Führer zur Zusammenstellung der zum Teil textlich verstreuten Einzelteile vieler Werke).

Aare 218, 411.
Ackersand 155, 1271.
— Kläranlagen 1251.
— Krafthaus 1274, 1285, 1333, 1340.
— Stollen 1201.
— Wasserfassung 916.
— Wasserschloß 1252.
Adamellowerk 1194.
— Schütze 1050.
Albelda 1166, 1173.
Albula 37, 144, 240, 810, 1138.
— Fernleitung 49.
— Fernleitungskosten 81.
— Krafthaus 1282/84, 1338.
— Rechen 1046.
— Stollen 1132, 1139.
— Wasserfassung 909.
— Wasserschloß 1214.
Alicante, Staumauer 938.
Aller 323.
Allier 548.
Amperwerke 1308.
Andelsbuch, Druckleitung 1175.
— Druckrohr 1162.
— Krafthaus 1268.
— Rohr 1151, 1176.
Andelsbuch, Wasserfassung 914.
— Werk, Lageplan 1254.
Apfelstädter, Talsp. 953.
Argentière, Düker 1184, siehe auch Largentière.
Arniberg 1162.
Ashokanbecken 989.
Aue 183, 820, 1240.
— Einlauf 1315.
— Krafthaus 925.
— Turbinenanlage 1287.
— Flüßchen 400.
August-Wyhlen 241, 250, 812, 1238.
— Bau 1331.
— Einlauf 1315.
— Turbinen 1303.
— Turbinenkammern 1316 ff.
Austin 941.
Avignonnet 780, 1043.
Azischoswerk 987.
— Floßrinne 927.
— Staumauer 1047.

Bannwil 412, 431.
Barossasperre 963, 985.
Bärentalsperre 964.
Belle Fourche, Damm 1007.
Bellinzona, Druckrohr 1162.
Bern, Krafthaus 1304.
Bernische Kraftwerke 437.
— — Tarif 1352.
Beßwitz 378.
— Tarif 1351.
Bevertalsperre 972.
Beznau 437, 726, 810.
— ausführlich 218 ff.
— Einlauf 1315.
— siehe auch Löntsch.
— Tarif 1352.
— Turbinenanlage 1294.
— Unterwasserabschl. 1312.
Biaschina, Druckrohr 1162.
Biaschinawerk 773, 1149.
— Druckleitung 1180 ff.
— Kanal 1115.
— Kläranlage 903, 907.
— Seesperre 947.
— Turbinen 1284.
— Wasserfassung 907.
— Zuleitung 145.
Big Cottonwood-Kanal, Bau 1102.
Blackwater, Talsp. 959, 973.
Blankenstein, ausführl. 284 ff.
— Kanal 1096.

Digitized by Google

Bober 626 ff.
Bochum 284.
Bodenmais, Rohrkanal 1173.
Bodensee, Wasserhaushalt 57.
Boontonnauer, Wärmedehnung 959.
Bouillouse, Staumauer 942.
Bonzey 941.
Brahe 339.
Brasilly, Stollen 1135.
Bremen 837, 838.
Brennerwerke, Krafthaus 1281.
Brillane 527, 1253.
— Bagger 1256.
— Brückenkanal 1119.
Bromberg 871.
Brunnenmühle 195, 1266.
Bruck a. M. 885.
— Einlaß 892.
— Rechen 1243.
Brusio 1190.
— Druckrohr 1162.
— Krafthaus 1268 ff.
— Turbinen 1222.
— Wasserfassung 1055.
— Wasserschloß 1263.
Burglauenen 52, 1257.
— Druckrohr 1162.
— Leerlauf 1204.
— Stollen 1137.
— Wasserschloß 1261.
Bystrickatalsp. 973.

Cachapralwerk 903.
Campocologno siehe Brusio.
Cañon Falls, Überfall 981.
Capitaltywerk 1325.
Cataractsperre 1065.
Catawba 1326.
Catlenburg 402, 1231.
Catskillwasserleitung 1184.
— Auskleidung 1136.
— Kanal-Querschnitt 1098.
— Stollen 1127 ff., 1132, 1142.
Cello 323 ff.
Centervillewerk 1257.
Cetina 138.
Champs, Standrohr 1221.
Chapareillon, Stollen 1132.
Charmes 1001.
— Damm, ausführl. 1004.
Cher 548 ff.
Chèvres 132, 176, 783, 807, 809, 810, 1252.
— Grundriß, Rechenansicht 920.
— Rechen 895.
— Rechenreinigung 1240.
— Trennungsmauer 1318.
— Turbinenanlage 1294.
— Unterwasserabschluß 1311.
— Wehr 848.
Chippis, Druckleitung 1149.
— Wasserfassung 918.
Chironicoseesperre 947.
Chironicosperre, Mauerschnitt 1375.
Clermont-Ferrand 554, 565.
Clöntal 702.
Clöntalersee, Damm 993.
Cold Springs-Damm 1021.
Crane Valley-Damm 991.
Cristal Springs, Staumauer 950.
Cross-Riversperre 959.
Croton 835.
Crotonsperre 956, 959, 1194.
Crotonwerk 785, 1309.
— Einlauf 1315.

Dornbirn 1162.
Dortmund-Ems-Kanal 837.
Dörverden, ausführlich 301.
Dreiägertalsperre 973.
— Bau 951.
— Dichtung 948.
Duare 138.
Duluth, Druckregler 1223.
— Längenschnitt 1211.
— Schieber 1197.
— Turbinen 1284.
— Turbinenanlage 1196.
— Übersichtsplan 1216.
— Wasserfassung 1249.
— Wasserschloß 1216.
Durance 427.

East Cañon-Creeksperre 1034 ff.
Ebenensand 1052.
Edertalsperre 52, 305, 957, 973.
— Baustelle 958.
— Baueinrichtung 957.
— Grundablaß 1067.
— Hoch-Auslässe 1068.
— Lageplan 946.
— Mauerwerk 943.
Eglisau 250, 1265.
Einsiedel, Talsperre 973.
Elektra-Birseck 38, 432.
— Fernleitung, Kosten 81.
Engelberg 1198, 1271.
— Krafthaus 1338.
— Stollen 1135.
Ennepetalsperre 972, 1066, 1273.
Entraygues 545.
Erindale, Turbinenanlage 1322.
Escondidodamm 1033.
Estacadawerk 1327.
Etschwerke 131.

Fahrhöffi 419.
Featherwerk 1220.
— Einlaß 1053.
— Grundriß 1187.
Felsenauwerk (Bern), Einlaß 898.
— Vorbecken 1265.
Flamant 1308.
Folsomdamm 1072.
Forbach 128.
Frankfurt a. M., Tab. 12.
Freiburg 834.
— (Schweiz), Einlaß 897.
— — Rechen 894.
— Turbinen 1284.
Freyung, Wasserführung 1179.
Frykfors 1329.
Funghera 45.
Füelbecke 574.
— Talsperre 972.
— Überfall 1058.

Geigenbachtalsperre 973.
Genf 131.
— Turbinenanl. 1308.
Gernsbach 1256.
Gersdorf, Turbinenanlage 1302.
Gersthofen 142, 195, 1082/83, 1256.
Gersthofen, Werke 37.
— und Langweid 439 ff.
Gibswil 866.
Glattfelden 867.
Gleenwoodwerk 1257.
— Rohrleitung 1260.
— Stollen 1144, 1201.
— Schußrinne 1204.
Glommen, Wasserschloß 1319.
Glörbachtalsperre 972.
Glüder 606.
Gosauwerk, Stollen 1132.
— Wasserschloß 1215.
Gosauwerke, Tarif 1351.
Gotha, Talsperre 1355.
Grafenau 857.
Granit-Reefwehr 1355.
Great Falls 769, 1326.
Grenoble 49.
Grosbois, Staumauer u. -damm 938.
Gullspång, Turbinenanlage 1300.
Gullspångwerk 1330.
Gutach, Turbinenanlage 1321.

Hagneck 12, 437.
— Unterhaltung 1347.
Hameln 934.
Hammereisenbach 867.
Hannover 311.
Haspertalsperre 972.
Hafreström, Turbine 1311.
Hanserse 772.
— Talsperre 976.
Hauterive 131, 836.
Heidelberg 505.
Heidenheim 38, 1266.
Heilbronn 520.
Heilenbecke, Talsperre 972.
Heimbach 669 ff., 1070, 1136, 1271, 1281, 1339.
— Druckschwingungen 1212.
— Seeanzapfung 1040.
— Stollen 1132.
— Stollenbau 1139.
— Urftsperre 940.
Hemelingen 851.
— (Bremen), Gründung 1331.
Hemetdamm 1055.
Hennetalsperre 972.
Herbringhausertalsperre 972.
Hohenfels, Kanäle 1100.
— Stollen 1201.
Hohenfurth, Krafthaus 1274, 1279.
— Turbinenanlage 1223.
— Wasserfassung 927.
— Wasserschloß 1262.
Höllriegelskreuth 481, 1244.
Hume, Talsperre 976.

Ikervár 1243.
Ilchester, Turbinenanlage 1325 ff.
Illinois-Mississippi-Kanal-Brücken 1116.
Innsbruck 137.
Isar 470 ff.
Isarwerke 1244.
Isonzo 770.
— Wehr 885.
Ithaka 967.

Digitized by Google

Jajce, Krafthaus 1281.
— Turbinenanlage 1222.
— Wasserschloß 1260.
Jonage 37, 195, 771, 1253.
— Gründung Krafthaus 1331.
— Kanal 1090, 1191.
— Kanalschleuse 1193.
— Regulierwerk 896.
Jubachtalsperre 973.
Julesburgdamm 1039.

Kaiserwerke 1162.
Kallnachwerk 1222.
— Lageplan 1276.
Kanadisches Niagarawerk, Turbinen 1178.
Kandergrund 1162.
Kanderwerk 12, 817, 1257.
— Kanal 1228.
— Druckleitung 1197/99.
— Stollen 1149.
— Unterhaltung 1347.
— Übersicht u. Wasserfassung 912.
— Weiher 1095.
— Weiherbaggerung 1255.
Kenokanal 862, 1204.
Kensico 945.
— Mauerschnitt 947.
Keokuk, Turbinenanl. 1292, 1305.
Kernflußwerk, Druckschacht 1180.
— Kanal 1099, 1112.
— Krafthaus 1190.
— Turbinenanlage 1225.
Klagenfurth 1244.
Kleines Bärental 994.
— Einlaßturm 1054.
— Damm, ausführlich 1029.
Kleinkembs, Kraftwerk 1296.
Kootenaywerk 1322.
— Krafthaus 1288.
Königgrätz 836.
Kubel 12, 37, 646, 1070, 1135, 1180, 1190.
— Dämme 991.
— Stollen 1100, 1132.
— Tab. 12.
— Tarif 1350.
— Unterhaltung 1346.
Küddow 362.

Labes 863.
La Cassagne 1269.
La Creuse, Turbinenanlage 1308.
Ladenburg 521.
Ladernier, Wasserschloß 1264.
— Leerschuß 1265.
Lagrangedamm 1072.
Lana 1232.
Landeck 10, 130.
Landrücken 336.
Langweid 461ff.
— siehe auch Gersthofen.
Lanzowerk 38, 1234, 1253, 1355.
— Kanal 1100.
La Praz, Wasserfassung 918.
La Prélé-Mauer 983.
Largentière, Wasserfassung 867.
Lassingsperre, Grundablaß 1053, 1063.
Laufenburg 250, 811, 848.
— Abdichtung 1329.
Laufenburg, Bau 1231.
— Fischp. u. Schleuse 933.
— Genehmigung 89.
— Rechen 1295.
— Turbinen 1292.
— Turbinenkammer 1311.
Lech 439.
Leechwehr Kinsau 887.
Lengers 816.
Lennewerke 13.
Leuk, Druckrohr 1162.
Lingesetalsperre 972.
Listertalsperre 287.
Little bear valley siehe Kleines Bärental.
Littoral 527ff.
Loch Leven 1273.
— Druckrohr 1162, 1189.
— Gesamtanordnung 1123.
— Kanal 1104, 1206, 1208.
— Talsperre 1043.
Lockport 830, 839.
Löntsch 702.
— siehe auch Beznau.
Löntschwerk 191, 240, 1055, 1070, 1136, 1190, 1271.
— Anzapfung 1049.
— Druckrohr 1162.
— Entlastungsbauwerk 1062.
— Rohr 1157.
— Stollen 1132.
— Turbinenschieber 1048.
Lonza 545.
Los Angeles-Kanal 1093, 1132.
— Querschnitt 1081.
Lottin 362, 826.
— Fernleitung, Kosten 81.
— Tab. 12.
— Tarif 1351.
Loupwerk 545.
Lyons (Mich.) 833, 835.

Mac Calls-Ferrywerk (Susquehanna) 777, 782, 1332.
Magiedamm, Lageplan 1058.
Mannheim 503, 521.
Marklissa 626ff., 945, 1061, 1077.
— Schieber 1046.
— Talsperre 973.
Marseille 544.
Marschallseedamm 1043.
Martigny 1162.
Matrei 1281.
Mauer 626, 1044, 1064.
— Baustelle 638, 953/54.
— Kraftwerk 1355ff.
— Talsperre 973.
Meere Aleikum, Seesperre 974.
Melnik 793.
Mesclawerk 545.
Michoaganwerk, Turbine 44.
— Wasserschloß 1262.
Minidokawerk 1323.
Mitovic 795, 796.
— Floßgasse 928.
Mittersheim 863.
Moekfjärd, Krafthaus 1322.
Mölme 287, 960, 973.
— ausführlich 594.
— Baubilder 952.
— Dämme 1001.
Mölme, Dichtung 943.
— Mörtelstation 956.
— Stoekumerdamm 1356
— Stollen 1135.
Moldau 778, 792.
Montcherand, Stollen 1136.
Montluçon 548, 565.
Moosburg 142, 484ff.
— Einlauf 1315.
Mörel-Brieg, Kanal 1103, 1173.
— Wasserfassung 904.
Mouche, Staumauer 942.
Murgwerk 128, 144, 1358.
— Krafthaus 1273, 1277.
Múltal siehe auch Steinbusch.
Mülhausen 1295.
— Einlauf 1315.
Münchén 35, 890.
— ausführlich 470ff.
— Eis 1244.
— Tab. 12.

Necaxadamm 1040.
Neckar 503ff.
Netstal 702.
Neudaz 1162.
Neufundlandwerk, Rohr 1156.
— Turbinenanlage 1280.
Neu-Süd-Wales, Gewölbesperren 965.
Neue Welt 432.
Neyetalsperre 947, 973.
Ninety-Nine-Islands 1326.
Nisqually-werk, Krafthaus 1281.
Nisgent 177.
Norwegen 137.

Obřistvi 804.
Oemulgeewerk 1325.
Oestertalsperre 13, 973.
Offenseewerk 1272.
Ogden 155, 1271, 1273.
— Krafthaus 1273/81.
— Rohr 1155.
— Staumauer 948.
— Talsperre 975, 978.
Oldau 323ff.
Olengo 861.
Olive Bridge 945, 956, 957.
— Hochwasserableitung 1066.
— Mauerbau 954.
— Mauerfugen 960.
— Talsperre 973.
Olten 734ff.
Olten-Aarburg siehe Ruppoldingen.
Ontariowerk, Krafthaus 1221.
— Rohrleitung 1149.
— — Bild 1150.
— Wasserfassung 921.
Orlu 155.
— Rohre 1153.
— Rohrleitung 1148.
— Stollen 1138.
Orédonsperre 993.
Ostsee 336.
Otay Creeksperre 1034.

Pasiano 1309.
Pathfindersperre 963.
Pathfindertalsperre 973.
Partenkirchen 1173.

Digitized by Google

Partenkirchen, Kanal 1110.
Pecosdamm 1073.
Peggau 822.
Peggauwerk, Flößerei 930.
— Kanal 1092.
— Kiesfang 891.
— Krafthaus 1339.
— Kraftwerk 1238.
Pergine 1187.
Pfarrheim 35.
Pionierwerk siehe Ogden.
Pittsfield, Talsperre 982.
Plettenberg 50, 770, 831.
Pomblières, Stollen 1138.
— Wasserfassung 901.
Pontamafrey, Druckrohr 1170.
Pontebrolla, Tab. 12.
Poppenweiler 184, 842, 844 ff.
— Kanal 1122.
— Krafthaus 1339.
— Wehr 845, 869.
Porjuswerk, Kraftanlage 1323.
Pölswerk, Kanal 1098.
Prémont 882.
— Rechen 895.
Puentessperre 949, 983.
— Puget-Soundwerk 1226.

Queiß 626 ff.
Queuille 548 ff., 1048.
— Rechen 1045.

Raabklammstollen 1132.
— Dichtung 1136.
Rahmede 574.
Rastenburg 864.
Rathstube 407.
Raumünzach 128.
Red Ridgedamm 978.
Reichenhall (Saalach), Damm 1331.
— Walzenwehr 842.
Remscheid 608, 959.
Rhein 503.
Rheinfelden 5, 33, 142, 240, 241, 432, 437, 813, 1256, 1315.
— ausführlich 199.
— Rechenverlegung 1240.
Rheinsfelden, Einlauf 1315.
— Grundriß 1295.
Rhône 527.
Rhume 402.
Rio de Janeiro 1163.
Rio Grande-Sperre 964.
Rioupéroux 1173.
Riva 1169.
Rjukanfos 1162.
— Krafthaus 1359.
Rjukanfoswerk 1335.
Rochebut 548 ff., 1044, 1070.
— Rechen 1045.
— Talsperre 973.
Rodenberg 400.
Rondoutstollen 1134, 1142.
Rooseveltsperre 964, 975.
Ruhrgebiet 573 ff.
Ruppoldingen 1223.
— Druckrohr 1162.
Rur 669 ff.
Ruthken 1173.
— Damm 997, 1012.
— — ausführlich 1012.
Rutland, Standrohr 1217.
Rutzwerk 1355.

Saalachsperre 842, 1331.
Salbachtalsperre 972.
Saillant 60.
— Wasserfassung 889.
Salt Riverwerk 1239.
San Giovanni Lupatoto 138, 864.
— — — altes Werk 888.
— — — Grundabhub 1202.
— — — Kanal 1082/84.
— — — (alt) Turbinenanl. 1209.
— — — siehe auch Verona.
Santos 1162.
Santo Amaro-Damm 1027, 1040.
Sarcawerk 1162.
Sauerland 287.
La Saulce 535 ff.
Schaffhausen 38, 734 ff.
— Druckrohr 1162.
— Niederdruckwerk 1301.
— Rohrleitung 1152.
— Stollen 1132.
Schnalstalwerk 774.
— Druckschacht 1180.
— Stollen 1132.
— Wasserfassung 901.
Schönenwerd 1243.
Schuylerville 788.
Schwabenheim 505.
Schwaz 1162.
— Rohr 1183.
Schwarzenbach 128.
Schweinfurt 826, 840.
— ausführl. 267 ff.
Scotland 785.
Seugbach 606.
— siehe Solingen.
Shawinigan werk, Stollen 1145.
Shoshonetalsperre 973, 1049, 1065.
— Bauzeichnung u. -bilder 962 ff.
Siagne 546.
— Rohre 1182.
Sihlwerk 1284.
Sillwerk 49, 131, 1189, 1190.
— Absturztreppe 1205.
— Druckleitung 1227.
— Eis 1250.
— Spitzenweiher 1355.
— Stollen 1132.
— Wasserschloß 1258.
— Wehr 871.
Sirnach 832, 858.
Sitter 646 ff.
Six Mile Creek-Sperre 967.
Società Lombarda, Tarif 1351.
Solingen 35, 606, 1240.
— Dammkernrisse 960.
— Talsp. 972.
St. Andrews-Rapids 797, 869.
St. Antony-Falls, Kraftwerk 1320.
St. Cézaire 1189.
St. Gallen 646.
St. Maurice 1243.
— — Standrohre 1221.
— — Wehr 873.
Standleyseedamm 1067.
— ausführl. 1025.
Steinbusch 60, 82, 130.
— ausführlich 347 ff.
Stern 1272.
Steyrdurchbruch 1043.
— Krafthaus 1291.
— Maschinenraum 1303.
Stolpe 337.
Straschin-Prangschin 999.
— — Damm, ausführl. 1012.
— — Rohr 1164.
Sturgis, Turbinenanlage 1305.
Stuttgart 35.
Südwerk, ausführl. 471.
Sválgfoswerk, Stauwehr 974.
— Wasserschloß und Kraftwerk 1262.
Sweetwatersperre 1074, 1332.

Tacoma 1281.
Tailorfallswerk 1324.
Tambach, Talsperre 1355.
Tardes 555.
Tarnowke 363.
Teltowkanal 49.
Terracedamm 995.
— ausführlich 1032.
Thaurion, Talsperre 987.
Tietonkanal 1105, 1135, 1173.
— ausführliche Kostengliederung 1360 ff.
Tippecanoe 769, 833.
Töllwerk, Wasserfassung 890.
Torsebro, Krafthaus 1303.
Trezzo 139.
Trisanna 49.
Trollhättanwerk, Leitungsmasten 1343.
Tronto 1162.
Trostberg 130, 137, 842.
— Kanal 1093, 1097.
— Leerschuß 1203.
Tuilière 141.
— ausführlich 245 ff.
— Einlauf 1315.
— Trennungsmauer 1318.
— Turbinen 1309.
— Überlauf 861.
— Wehr 806.
Tumwaterwerk, Wasserschloß 1217.
Turbigo, Einlauf 1315.
— Lageplan 1203.
— Turbinenanlage 1260.
— Übersicht 1278.

Unterbruck 1307.
Untertürkheim 794.
Uppenbornkraftwerk 139.
— — 471.
Upper Bonningtonfallswerk, Einlauf 1315.
— siehe Kootenaywerk 1288.
Urftsperre 669 ff.
Urfttalsperre 973, 1066.

Var 545.
Ventavon 37, 195, 527, 771.
— Brückenkanal 1118.
— Düker 1122.
— Kanal 1087.
— Kläranlage 902.
Verdon 546.
Verona 24, 792, 1256.

Digitized by Google

Verona, Grundablaß 1289.
Versetalsperre 972.
Verzascawerk, Rohr 1152.
Victor, Rohr 1159.
— Staudamm 926.
Villeguesin 1001.
— Damm 993.
— — ausführlich 1004.
— Turm 1069.
Vis à Madière 546.
Visp 1162.
Vizzola 777.
— Kanal 1115.
Vouvry 155, 1182.
— Druckrohr 1162.

Walchenseewerk 1276.
— Krafthaus 1278.
Waldenburg 12 (Tab.), 643.
Wangen 10, 12 (Tab.), 240, 410. 466, 734, 793.
— Einlauf 1315.
— Kanal 1092.
— Kanalbetrieb 1206.
— Tarif 1352.
Wattens 1162.
Wienerbruck 1353.
Wiesberg 10, 174, 190, 843, 1189.
— Wasserfassung 872, 905.
Winnipegwerk, Einlauf 1315.
— Turbinenhaus 1292.
Wisconsinwerk 769, 823.
— Einlauf 1315.
— Turbinen 1307, 1309.
— Turbinenanlage 1298.
Wolfach 854.
Wolfsheck, Stollen 1132.
Wölfeltalsperre, Auslaß 1068.
Wrañan, Kanal 1085, 1089.
— Schleusen 924.
Wynau 734.

Yttterstfors, Turbinen 1309.

Zolasperre 963.
Zwölfmalgrein 1162.

5. Gewährsmänner aus Wissenschaft und Praxis.

Abraham 180.
Aichel 778, 884.
Allièvi 1207 ff.
Amburseu 784, 997, 1066, 1326.
Askenasy 135.
Atcherley 939.

Baashuus 44, 75.
v. Babo 68.
Bachmann 626, 948, 951, 1046, 1059, 1069, 1072.
Bancroft 979.
Barth 277.
Bauersfeld 161.
Bazin 776, 1357.
Bänninger 1310.
Bär 855.
Behrens 1012.
Bellet 978.
Beyerhaus 1059.
Beyse 405.
Biles 888, 988.
Birault 154.
Bitterli 1235.
Block 49, 301.
Blondel 80.
Bone 1097.
Bosch 470.
Bouchayer 1158, 1239.
Boucher 884, 895, 918, 1177, 1252.
Bousinnesque 778.
Bouvier 938.
Bölsterli 899, 1253.
Böttger 398.
Budau 1207, 1212, 1222.
Buisson 867, 1153.
Brantzky 599.
Bresson 855.
Brückner 58, 59, 60.
Büchler 832, 852, 856.

Caméré 792, 797, 933.
Carstanjen 840, 871.
Chanoine 827.
Chittenden 56.
Church 980.
Chavrilles 245, 808.
Dr. Conrad 1225.
Conrad 1250, 1257, 1288.
Considère 980, 987.
Comstock 1039.
Contag 1096.

Danckwerts 177, 179, 447, 768.
Dantscher 470, 497.
De la Brosse 62.
Debacres 938.
Denil 929, 931.
Desfontaines 826.
Dettmar 28.
Dolezalek 1137.
Drexler 669.
Drouhin 784.
Dubislav 130, 336.

Eastwood 976.
Eger 975.
Eggenschwyler 847.
Ehrensperger 1049.
Engelmann 1053.
Engels 991.
Epper 62.
Eschenbrenner 1110.

Fecht 938.
Ferranti 895, 1293.
Finkle 1030.
Flamant 778.
Forchheimer 154, 991.
Föppl 155, 1186.
Froté 770.

Ganguillet 147.
Ganguillet und Kutter 41.
Garrett 997.
Geiser 742, 762.
Gelpke 44, 73, 1235, 1238, 1310.
Generaldirektion Karlsruhe 127.
Gerhard 935.
Göbele 277.
Golwig 35, 38, 122, 724.
Graeff 938.
Graf 44, 174
Graizier 1241.
Gregotti 851, 856, 861, 864, 1202, 1233, 1289.
Grohmann 893.
Guillemain 938.

Hagelweide 856.
Harlacher 66.
Hazen 991.
Hemmeler 1207, 1223.
Hennings 1012.
Herbst 1130.
Herschel 178, 1285.
Hertzberg-Hohbüch 311.
Heyn 803, 815, 856, 863, 930.
Hilgard 899, 936, 976, 1056.
Hohenegger 186.
Holz 336, 349, 362, 363, 378, 396.
Honsell 57.
Hotopp 926.
Householder 1104.
Huber 503.
Hübl 836.

Intze 205, 207, 577, 589, 598, 606, 618, 629, 669, 938, 940, 943, 944, 959, 1058.

Jacquinot 944, 990, 994, 1000, 1001, 1004, 1114.

Kallir 1344.
Kallmann 21.
Kilchmann 1024, 1135.
Klein 1097.
Klose 606.
Koehn 895, 1237, 1273, 1293, 1331.
Kommission für die Kanalisierung des Moldau- u. Elbeflusses 779.
Köster 311.
Kramer 837.
Kreuter 936.
Krieger 1074.
Krohne 34, 311, 409.
Kupferschmid 503.
Kutter 147, 1079.
Kürsteiner 646, 915, 1024, 1056.

Lachmann 1222.
Landsberg 926.
Lang 1152.
Landwirtschaftsministerium, französisches 527.
Lannhofer 174, 905.
Lenze 285.
Liebisch 804.
Link 284, 289, 573, 601, 602, 939, 941.
Locher 1024, 1295, 1331.
Ludin 73.
Lüscher 60, 1078, 1243.

Marschall 84.
Mattern 939, 944, 959, 960, 961, 994, 1059, 1073.

Digitized by Google

Maurer 835, 897.
Maurice Lévy 938, 942.
Merriman 959.
Messerschmidt 398.
Meyer 186, 470.
Michaud 1207.
Miescher 1024, 1295.
Milani 888, 1089.
v. Miller 91, 889.
Mohr 826.
Möller 1085.
Motor A.-G. 727.
Moulton 987.
Müller u. Pfähler 778.
Murphy 892.

Narutowicz 1295.
Nieß 470, 501.
Norberg-Schulz 34, 38.
Nyholm 926, 1086.

Öltjen 839.

Pearson 939.
Pelletrau 974.
Pfarr 46, 165, 167, 174, 741, 884, 1337.
Pichler 1137.
Plenkner 59.
Poiré 792.
Präsil 176, 1212.
Pressel 1212.

Rabe 376.
Rabitz 1085.
Rankine 938.
Rasch 87, 669, 690.
Recken 934.
Rehbock 116, 127, 697, 775, 777, 1352.
Reichel 20.
Reindl 1341.
Riedler 3.
Roemer 890.
Ryon 1236.
Rziha 1130.

Saldini 1309.
Saugey 178, 1241, 1312.
Schafir 913, 1272.
Scheuer 174, 185.
Schmitthenner 44.
Schnapp 739.
Schnell 1074.
Schneller 1130.
Schulze 784, 976.
Schuyler 961, 991, 997, 1003, 1028, 1032, 1064, 1073, 1074, 1099, 1160, 1332.
Schwarzer 793.
Semenza 1344.
Siegel 12.
Singer 1074.
Specht 503.
Stadler 336.
Steuernagel 902.
Stoney 807.
Storer 35.
Strange 991.
Strecker 1012.
Sympher 301.

Tavernier 62, 91, 527.
Teichmüller 186.
Thielsch 74.
Thoma 44, 152, 174, 1210.
Thomas 833.
Tolkmitt 349, 1081.

Unna 952.
Uppenborn 471.

Vacher 549.
Voith 38, 1266, 1286.
Van Buren 936.
Vouvry, Druckrohr 1208.

Wade 965.
Walther 1012.
Wason 1171.
Weber 897, 1342.
Weil 1327.
Wessely 843.
Weyrauch 1168.
White 829.
Williams 776.
v. Willmann 1137.
v. Winkler 1078, 1244 ff.
Wolf 1356.
Wolff 1232.
Wolfsholz 1137.
Wulff 134, 573, 589, 593.
Wyßling 24.

Ziegler 948, 960, 965, 978, 995, 997, 1165.
Zimmler 923, 928, 931.
v. Zitzewitz 396.
Zodel 1307.
Zschokke 205, 218, 734, 812, 1036.

6. Abgekürzte Literaturverweise.

a) Einzelwerke.

Albula, Bericht über die Erstellung des Albulawerks von den Direktoren Peter und Wagner. Zürich 1910. J. Frey.
Alliévi-Dubs, Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. Berlin 1909, Julius Springer.
Askenasy, Einführung in die technische Elektrochemie, Bd. 1: Elektrothermie. Braunschweig 1910, F. Vieweg & Sohn.
Augst. Bericht über die Wasserkraftanlage Augst usw., verfaßt vom Städt. Wasserwerk Basel 1907.
Barth, Die zweckmäßigste Betriebskraft. Sammlung Göschen.
Bayerische Wasserkräfte. Die Wasserkräfte Bayerns, herausgegeben von der Königl. Obersten Baubehörde. München 1908.
Beiträge, V. usw. Beiträge zur Hydrographie und Meteorologie des Großherzogtums Baden. Karlsruhe, Braunsche Hofbuchdruckerei.
Beßwitz. Die elektrische Überlandzentrale B., Broschüre der A.E.-G.
Beznau. Elektrizitätswerk B. a. d. Aare. Sonderdruck der Schweizer. Bauztg. Bd. 49, Nr. 6—13.
Binnenschiffahrts-Kongreß. Internat. Verband der Binnenschiff.-Kongresse. Petersburg 1908. Bewegliche Wehre in Flüssen mit stark veränderlicher Wasserführung usw. von Schnapp und Carstanjen.
Bresson, Houille Verte, Paris 1909, Dunod & Pinat.
Brosch. Lahmeyerwerke. Elektrizitätswerk Wangen a. d. Aare, Broschüre der Lahmeyerwerke.
Congr. H. Bl., auch C. H. Bl. = Congrès de la Houille Blanche, Bd. I und II. Grenoble 1902.
Dettmar, Elektrizität im Hause. Berlin 1911, J. Springer.
Deutsch-Öst.-Ungar. Verband für Binnenschiffahrt. Neue Folge der Verbandsschriften. Berlin, Siemenroth & Troschel.
Dr.-Ing. Voith siehe Voith.
Dubislav, Neuere Wasserkraftanlagen in Norwegen. München 1909, R. Oldenbourg.
Einhart, Dr. E., Die wirtschaftliche Entwicklung und Lage der Elektrotechnik in der Schweiz. Zürich 1905.
Elbe-Trave-Kanal. Der Bau des —. Festschrift 16. VI. 1900. Lübeck, Borchers.

Digitized by Google

Fasolt, Die Unternehmertätigkeit der Elektrizitätsgesellschaften.
Festschrift Chemnitz. Die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Chemnitz, von Oberbaurat Hechler. Chemnitz 1908.
Gelpke, Turbinen und Turbinenanlagen von Ingen. Viktor Gelpke. Berlin 1906, J. Springer.
Generaldirektion. Die Wasserkraftanlage im Murgtal oberhalb Forbach, bearbeitet von der Gr. Generaldirektion der Badischen Staatseisenbahnen. Karlsruhe 1910.
Gesch.-Ber. = Geschäfts-Bericht.
Graf und Thoma, Neuere Schnellläuferturbinen. Z. Ver. deutsch. Ing. 29. VI. 1907.
v. Hertzberg-Hohbüch, Vortrag über Verwendung der Elektrizität in der Landwirtschaft und dem Handwerk. Neustettin 1909.
Holz, Bericht des Prof. Holz in Aachen über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreußen bzw. Pommern an den Minister für Handel und Gewerbe. Berlin 1902.
Hoppe, Elektrizitätsbetriebe. Die Elektrizitätswerkbetriebe im Lichte der Statistik von Ingenieur F. H. 2. Aufl. Leipzig 1908, J. A. Barth.
— Projektierung von Elektrizitätswerken von Fritz H. Leipzig 1906, Dr. M. Jänecke.
Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch, Berlin 1902, W. Ernst & Sohn.
Intze, Entwicklung. Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Z. Ver. deutsch. Ing., Berlin 1906.
— Gutachten. Neues Wasserwerk der Stadt Solingen. Gutachten von Prof. I., Aachen 1897/98.
Isarwerke. Broschüre der I., G. m. b. H., München 1908.
Josse, Prof. E., Neuere Kraftanlagen. München 1909, R. Oldenbourg.
K. W. R. Kraftübertragungswerke Rheinfelden, herausgegeben von der A.-E.-G., 1896.
Köchlin, Die Erstellung einer Wasserwerksanlage im Rhein bei Augst-Wyhlen. Steinen 1905.
Dr. Köster, Gutachten betreffend Errichtung einer Überlandzentrale zur Verwertung des am Wehr bei Dörverden zu gewinnenden elektrischen Stromes. Verden 1909.
Krohne, Die erweiterte Anwendung des elektrischen Betriebes in der Landwirtschaft von Ingenieur W. Krohne. E.T.Z. 1908, S. 928ff.
Landsberg, Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Leipzig, W. Engelmann.
Landwirtschaftsrat 37. Errichtung von elektr. Überlandzentralen. Sonderabdruck aus „Archiv des Deutschen Landwirtschaftsrates, Jahrg. 1909.
Laudien, Stromtarife. Leipzig 1912, Dr. Max Jänecke.
Laufenburg. Die Wasserwerkanlage am Rhein bei Laufenburg, bearbeitet von Ing. Trautweiler, als Manuskr. Straßburg 1902.
Ludin, Dissertation. Der Ausbau der Niederdruckwasserkräfte. Doktordissertation, Karlsruhe 1908/09.
Lüscher, Dr. G., Das Grundeis und daherige Störungen in Wasserläufen und Wasserwerken. Aarau 1906.
Maatz, Bilanzwissenschaft.
Mainwerk. Der Main, herausgegeben vom Zentralbureau f. Meteorol. u. Hydrographie in Karlsruhe.
Marshall, Handbuch der Volkswirtschaftslehre, übersetzt von Ephraim und Salz. Stuttgart 1905.
Mitteilungen der Königl. Prüfungs-Anstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung. Heft 4, Berlin 1904.
Moldau-Jahresbericht. Jahresberichte der Kommission für die Kanalisierung des Moldau- und Elbeflusses in Böhmen. Prag.
Moldaubroschüre 1902. Die Kanalisierung des Moldau- und Elbeflusses in Böhmen. Von Ing. Anton Klir. Prag 1902.
Murgwerk 1912. Entwurf eines Gesetzes, den Bau und Betrieb eines Murgwerks durch den Staat betreffend. Karlsruhe 1912.
Oderbuch. Berlin, W. Ernst & Sohn.
Petersburger Schiffahrtskongreß siehe Binnenschiffahrtskongreß.
Pfarr, Die Turbinen für Wasserkraftbetrieb, von Prof. Pfarr. 1. Aufl. Berlin, J. Springer.
Prášil, Genf, Paris. Die Turbinen und deren Regulatoren auf der Schweizerischen Landesausstellung in Genf 1896. Desgleichen auf der Weltausstellung Paris. Beide: Zürich, Verlag der Schweizer. Bauztg.
Prüsmann siehe Werneburg
Rheinfelden siehe K. W. R.
Rheinstromwerk. Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Herausgegeb. vom Zentralbureau f. Meteorol. u. Hydrographie, Karlsruhe.
Sengbachtalsperre, Denkschrift zur Einweihung der, von Klose und Söhren. Solingen 1903.
Siegel, G., Die Preisstellung beim Verkauf elektrischer Energie. Berlin 1906, J. Springer.
Schnittthenner, Fortschritte im Turbinenbau. Z. Ver. deutsch. Ing. 1903.
Schuyler, Reservoirs for Irrigation in Annual Report of the U. St. Geological Survey 1896/97 IV.
Thoma, Dr.-Ing., Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen. München 1910, R. Oldenbourg.
Thomann, Prof. R., Die Entwicklung des Turbinenbaues mit den Fortschritten der Elektrotechnik. Stuttgart 1904, K. Wittwer.
Untertürkheim. Wehranlage und Elektrizitätswerk —, von W. Müller, Ingen. Leipzig 1902, Dr. M. Jänecke.
Voith, Versuchsanstalt. Die Turbinenversuchsanstalten Hermaringen und Brunnenmühle. Berlin 1909, J. Springer.
Wasserkräfte Schwedens. Die Wasserkräfte Schwedens und deren Ausnutzung. Bearbeitet von der Kgl. Wasserfalldirektion. Stockholm 1910.

Digitized by Google

Weichselbuch. Berlin, Ernst & Sohn.
Werneburg, Über die Verwertung der Wasserkraft an Nadelwehren. C. d. Bv. 1897, S. 477.
— und Prüsmann, Ausnutzung der Wasserkräfte an den Wehren einer größeren Flußkanalisierung. Z. f. Bi. 1898, S. 35.
Weserbuch. Berlin, Ernst & Sohn.
Weserwerk siehe Weserbuch.
Wulff, C., Dr.-Ing., Die Talsperrengenossenschaften im Ruhr- und Wuppergebiet. Jena 1908, Fischer.
Wyßling, Prof. Dr., Die Tarife schweizerischer Elektrizitätswerke. Zürich.

b) Zeitschriften und sonstige regelmäßig wiederkehrende Veröffentlichungen.

Allgem. Bztg. = Allgemeine (Förstersche) Bauzeitung, Wien.
Annual Report of the United States Geological Survey, Washington.
Annales des Travaux publics de Belgique.
Ann. des P. et Ch. = Annales des Ponts et Chaussées.
Ann. de Géographie = Annales de Géographie.
Bayr. Ind.- u. Gew.-Bl. = Bayrisches Industrie- u. Gewerbeblatt.
B. u. E. = Beton und Eisen. Berlin.
Bulletins de la Société des Ingénieurs Civils de France.
Bulletin Technique de la Suisse Romande.
Canadian Engineer. Montreal.
C. d. B., C. d. Bv. = Centralblatt der Bauverwaltung.
Civ. Eng. = Civil Engineer
D. Bztg. = Deutsche Bauzeitung, Berlin.
Dingler = Danglers Polytechnisches Journal, Berlin.
E.T.Z. = Elektrotechnische Zeitung, Berlin.
El. Kr. u. B. = Elektrische Kraftbetriebe und Bahnen, München.
E. M., Wien = Elektrotechnik und Maschinenbau, Wien.
Engineering, London.
Eng. News = Engineering News, New York.
Eng. Rec. = Engineering Record, New York.
Eng. Rev. = The Engineering Review.
J. f. G. u. W. = Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung. Verlag Oldenbourg, München. Berlin.
Le G. C. = Le Génie Civil.
Mém. Soc. Ing. C. de Fr. = Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France, Paris.
Minutes of Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York.
Nouv. Ann. d. l. Constr. = Nouveaux Annales de la Construction.
Ö. W. ö. Bd. = Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Wien.
Proc. Instit. Civ. Eng. = Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London.
Schweiz. Bauztg. = Schweizerische Bauzeitung.
Schw. El. Z. = Schweizerische Elektrotechnische Zeitschrift.
Schw. Techn.-Z. = Schweizerische Technikerzeitung.
Schw. Ww. = Schweizerische Wasserwirtschaft, Zürich.
Stat. Schw. El. Ver. = Jahrbuch des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, Zürich.
Trans. Am. Soc. Civ. Eng. = Transactions of the American Society of Civil Engineers.
W. K. = Die Weiße Kohle.
Z. Ö. I. A.-V. = Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Wien.
Z. Ver. deutsch. Ing. = Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
Z. f. T. = Zeitschrift für das gesamte Turbinenwesen, München.
Z. f. Ww. = Zeitschrift für die gesamte Wasserwirtschaft, Halle a. S.
Zentralbl. f. W. u. W. = Zentralblatt für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Digitized by Google

Druckfehler-Berichtigungen.

Seite	35, Zeile 4	$\beta = 0{,}40$.
„	35, „ 5	0,40 · 1000 = 400 KWJr oder 35 040 000 KWstd.
„	39, „ 20	(S. 69 ff.).
„	46, „ 4 v. u.	$E = \ldots\ldots$ (8a).
„	60, Anm. 2	Kander [statt Reuß] — Reuß [statt Kander].
„	67, Zeile 16 v. u.	Weiterverarbeitung.
„	93, Ordn.-Z. 4	$\dotplus q_A \cdot E_u$.
„	118, Zeile 7 v. u.	ununterbrocheue.
„	160, Gl. 76a	Der Zähler des eingeklammerten Bruches heißt richtig: $\frac{1}{25\,m} q_{F_0} \left(\frac{1}{c_1 \varrho_0}\right)^{\frac{4}{5\,m}} \left(\frac{E_u}{10\,l}\right)^{\frac{4-5\,m}{5\,m}} \left(\frac{h_{u_0}}{l}\right)^{\frac{5\,m-4}{5\,m}}$.
„	163, Gl. 87a	der rechten Seite ist der Faktor l hinzuzufügen.
„	169, Zeile 28	$\frac{\bar{e}k}{\bar{e}\eta}$ drückt ....
„	228, „ 27	Einheiten.
„	352, „ 7	. . ist eine durch . . .
„	353, „ 37	Einschnürung.
„	445, „ 24	$1 \cdot \frac{7200}{10{,}5} = 700$ m.
„	465, „ 29/30	Zeilen vertauschen!
„	469, „ 15	415 statt 445.
„	474, unter Abb. 277	. . Wasserfassung . . .
„	485, Zeile 10	17 statt 12.
„	500, „ 16	$\%_0$ statt β.
„	514, „ 14 v. u.	. . 335 m lang . . .
„	714, „ 16/17	wassergasgeschweißten . .
„	812, „ 1	. . festen Fels (Gneis).
„	812, „ 4	15—18 [statt 10—12].
„	812, „ 5	Gestein [statt Kalkstein].
„	826, „ 23	entweder gegen den Stau (selten) oder (die Regel) mit dem Strom erfolgen (Abb. 604, 607a).
„	826, „ 2 v. u.	25 cm.
„	910, „ 1	10 statt 00.
„	910, „ 2	0,48 statt 1,48.
„	1010, „ 13	Abb. 777.
„	1012, „ 2	Abb. 776.
„	1060, „ 8 v. u.	Berechtigung.
„	1158, „ 16 v. u.	Abschluß.
„	1170, „ 3 v. u.	Schalplatten.
„	1208, „ 4/5 v. u.	. . . im umgekehrten Verhältnis mit Rohrquerschnitt und . . . . . im gleichen Verhältnis mit der Rohrlänge . . . .
„	1220, „ 15 v. u.	Ontariowerk (Abb. 962a, b).
„	1245, „ 17 v. u.	1,5 m.
„	1261, „ 1	Abb. 999.
„	1299, „ 2	. . je 3,35 m . .
„	1354, „ 34	1083 [statt 1882].
„	1354, „ 13 v. u.	höher [statt tiefer].
„	1357, „ 7/10 v. u.	y_e.

Digitized by Google

Digitized by Google

Technische Hydrodynamik. Von Dr. **Franz Prášil,** Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich. Mit 81 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 9,—.

Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. I. Teil: Rohrleitungen. Von **Lorenzo Allévi.** Deutsche, erläuterte Ausgabe, bearbeitet von **Robert Dubs** und **V. Bataillard.** II. Teil: Stollen und Wasserschloß. Von **Robert Dubs.** Mit 35 Textfiguren. In einem Bande. Preis M. 10,—.

Turbinen und Turbinenanlagen. Von **Viktor Gelpke,** Ingenieur. Mit 52 Textfiguren und 31 lithographierten Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 15,—.

Neuere Turbinenanlagen. Auf Veranlassung von Prof. **E. Reichel,** und unter Benutzung seines Berichtes „Der Turbinenbau auf der Weltausstellung in Paris 1900" bearbeitet von **Wilhelm Wagenbach,** Konstruktionsingenieur an der Kgl. Techn. Hochschule in Berlin. Mit 48 Textfiguren und 54 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 15,—.

Die Turbinen für Wasserkraftbetrieb. Ihre Theorie und Konstruktion. Von **A. Pfarr,** Geh. Baurat, Professor des Maschinen-Ingenieurwesens an der Großherzoglichen Technischen Hochschule zu Darmstadt. Zweite, teilweise umgearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 548 Textfiguren und einem Atlas von 62 lithographierten Tafeln.
In zwei Leinwandbände gebunden Preis M. 40,—.

Die Theorie der Wasserturbinen. Ein kurzes Lehrbuch von **Rudolf Escher,** Professor am Eidgenössischen Polytechnikum in Zürich. Mit 242 Textfiguren.
In Leinwand gebunden Preis M. 8,—.

Wasserkraftmaschinen. Ein Leitfaden zur Einführung in Bau und Berechnung moderner Wasserkraft-Maschinen und -Anlagen. Von Dipl.-Ing. **L. Quantz,** Oberlehrer an der Kgl. Höheren Maschinenbauschule zu Stettin. Zweite, erweiterte und verbesserte Auflage. Mit 159 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 4,—.

Zur Theorie der Francis-Turbinen mit Versuchen an einer 300pferdigen Turbine. Von Dr.-Ing. **Fritz Oesterlen.** Mit 31 Textfiguren und 19 lithographierten Tafeln. Preis M. 7,—.

Die automatische Regulierung der Turbinen. Von Dr.-Ing. **W. Bauersfeld,** Assistent an der Kgl. Techn. Hochschule Berlin. Mit 126 Textfiguren. Preis M. 6,—.

Die Zentrifugalpumpen mit besonderer Berücksichtigung der Schaufelschnitte. Von Dipl.-Ingenieur **Fritz Neumann.** Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 221 Textfiguren und 7 lithographierten Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 10,—.

Die Pumpen. Berechnung und Ausführung der für die Förderung von Flüssigkeiten gebräuchlichen Maschinen. Von **Konrad Hartmann** und **J. O. Knoke.** Vierte, neubearbeitete Auflage von **H. Berg,** Professor an der Technischen Hochschule in Stuttgart. In Vorbereitung

Bau großer Elektrizitätswerke. Von Prof. Dr. **G. Klingenberg.** Mit 180 Textabbildungen und 7 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 12,—.

Die Verwaltungspraxis bei Elektrizitätswerken und elektrischen Straßen- und Kleinbahnen. Von **Max Berthold,** Bevollmächtigter der Continentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen und der Elektrizitäts-Aktiengesellschaft vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg. In Leinwand gebunden Preis M. 8,—.

Digitized by Google

Torfkraft. Untersuchungen über den Wert des Torfes als Energiequelle und Vorschläge für seine Nutzung für Großkraftwerke. Von **F. Bartel,** Reg.-Baumeister a. D. Mit 109 Textabbildungen. Preis M. 6,—; in Leinwand gebunden M. 6,80.

Stromtarife für Großabnehmer elektrischer Energie. Von Dr.-Ing. **E. Fleig.** Mit 55 Textfiguren. Preis M. 6,—; in Leinwand gebunden M. 7,—.

Stromverteilung, Zählertarife und Zählerkontrolle bei städtischen Elektrizitätswerken und Überlandzentralen. Auf Grund praktischer Erfahrungen bearbeitet von **Carl Schmidt,** Ingenieur in St. Petersburg. Mit 4 Textfiguren und 10 Kurventafeln. Preis M. 2,60.

Elektrische Energieversorgung ländlicher Bezirke. Bedingungen und gegenwärtiger Stand der Elektrizitätsversorgung von Landwirtschaft, Landindustrie und ländlichem Kleingewerbe. Von **Walter Reißer,** Dipl.-Ingenieur in Stuttgart. Preis M. 2,80.

Ratgeber für die Gründung elektrischer Überlandzentralen. Von Dipl.-Ing. **A. Vietze,** Oberingenieur in Halle a. S. Preis M. 4,—; in Leinwand gebunden M. 5,—.

Die Wechselstromtechnik. Herausgegeben von Dr.-Ing. **E. Arnold,** Geh. Hofrat, Professor und Direktor des Elektrotechnischen Instituts der Großherzoglichen Technischen Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe. In fünf Bänden.

Erster Band: **Theorie der Wechselströme.** Von J. L. la Cour und O. S. Bragstad. Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 591 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 24,—.

Zweiter Band: **Die Transformatoren.** Ihre Theorie, Konstruktion, Berechnung und Arbeitsweise. Von E. Arnold und J. L. la Cour. Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 443 Textfiguren und 6 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 16,—.

Dritter Band: **Die Wicklungen der Wechselstrommaschinen.** Von E. Arnold. Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 463 Textfiguren und 5 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 13,—.

Vierter Band: **Die synchronen Wechselstrommaschinen.** Generatoren, Motoren und Umformer. Von E. Arnold und J. L. la Cour. Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 530 Textfiguren und 18 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 22,—.

Fünfter Band: **Die asynchronen Wechselstrommaschinen.**

Erster Teil. **Die Induktionsmaschinen.** Von E. Arnold, J. L. la Cour und A. Fraenckel. Mit 307 Textfiguren und 10 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 18,—.

Zweiter Teil. **Die Wechselstromkommutatormaschinen.** Ihre Theorie, Berechnung, Konstruktion und Arbeitsweise. Von E. Arnold, J. L. la Cour und A. Fraenckel. Mit 409 Textfiguren, 8 Tafeln und dem Bildnis E. Arnolds. In Leinwand gebunden Preis M. 20,—.

Die Gleichstrommaschine. Ihre Theorie, Untersuchung, Konstruktion, Berechnung und Arbeitsweise. Von Professor Dr.-Ing. **E. Arnold** (Karlsruhe). In zwei Bänden.

I. **Theorie und Untersuchung der Gleichstrommaschine.** Zweite, umgearbeitete Auflage. Mit 593 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 20,—.

II. **Konstruktion, Berechnung und Arbeitsweise der Gleichstrommaschine.** Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 502 Textfiguren und 13 Tafeln. In Leinwand geb. Preis M. 20,—.

Arbeiten aus dem Elektrotechnischen Institut der Großherzoglichen Technischen Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe. Herausgegeben von Dr.-Ing. **E. Arnold,** Direktor des Instituts.

Erster Band 1908—1909. Mit 260 Textfiguren. Preis M. 10,—.

Zweiter Band 1910—1911. Mit 284 Textfiguren. Preis M. 10,—.

Elektrische Starkstromanlagen. Maschinen, Apparate, Schaltungen, Betrieb. Kurzgefaßtes Hilfsbuch für Ingenieure und Techniker sowie zum Gebrauch an technischen Lehranstalten. Von Dipl.-Ing. **Emil Kosack,** Oberlehrer an den Königl. Vereinigten Maschinenbauschulen zu Magdeburg. Mit 259 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 7,—

Digitized by Google

Die elektrische Kraftübertragung. Von Dipl.-Ing. **Herbert Kyser.**
Erster Band: **Die Motoren, Umformer und Transformatoren.** Ihre Arbeitsweise, Schaltung, Anwendung und Ausführung. Mit 277 Textfiguren und 5 Tafeln. In Leinwand geb. Preis M. 11,—.
Der zweite Band, enthaltend die **Leitungsanlagen** in mechanischer und elektrischer Hinsicht, die **Apparate** und **Instrumente** und die **Stromerzeugung** mit den **Schaltanlagen,** wird im Sommer 1913 erscheinen.

Kurzes Lehrbuch der Elektrotechnik. Von Dr. **A. Thomälen,** Elektroingenieur. Fünfte, verbesserte Auflage. Mit 408 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 12,—.

Hilfsbuch für die Elektrotechnik. Unter Mitwirkung von hervorragenden Fachgenossen bearbeitet und herausgegeben von Professor Dr. **Karl Strecker,** Geh. Oberpostrat. Achte, umgearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 800 Figuren. In Leinwand gebunden Preis M. 18,—.

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitarbeit hervorragender Fachmänner herausgegeben von **Max Foerster,** ord. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden. 1927 Seiten mit 2723 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 20,—.

Der Bauingenieur in der Praxis. Eine Einführung in die wirtschaftlichen und praktischen Aufgaben des Bauingenieurs. Von **Th. Janssen,** Reg.-Baumeister a. D., Privatdozent an der Kgl. Technischen Hochschule zu Berlin. Preis M. 6,—; in Leinwand gebunden M. 6,80.

Armierter Beton. Monatsschrift für Theorie und Praxis des gesamten Betonbaues. In Verbindung mit Fachleuten herausgegeben von Dr.-Ing. **E. Probst,** Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Berlin und **M. Foerster,** ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Preis des Jahrganges M. 14.—.

Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Von Dr.-Ing. **Wilhelm Kyrieleis.** Mit 81 Textfiguren und Tabellen sowie 3 Tafeln. Preis M. 6.—.

Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren aus dreieckigen Grundformen. Von **E. Link.** Mit 33 Abbildungen. Preis M. 2,40.

Die Naßbagger und die Baggereihilfsgeräte. Ihre Berechnung und ihr Bau. Von **M. Paulmann,** Regierungsbaumeister in Emden, und **R. Blaum,** Regierungsbaumeister in Emden. Mit 485 Textfiguren und 10 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 22,—.

Kran- und Transportanlagen für Hütten-, Hafen-, Werft- und Werkstattbetriebe unter besonderer Berücksichtigung ihrer Wirtschaftlichkeit. Von Dipl.-Ing. **C. Michenfelder.** Mit 703 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 26,—.

Hebemaschinen. Eine Sammlung von Zeichnungen ausgeführter Konstruktionen mit besonderer Berücksichtigung der Hebemaschinen-Elemente. Von **C. Bessel,** Ingenieur, Oberlehrer an der Kgl. Höh. Maschinenbauschule Altona. Zweite Auflage. 34 Tafeln. In Leinwand geb. Preis M. 6,60.

Die Förderung von Massengütern. Von **Georg v. Hanffstengel,** Dipl.-Ing., Privatdozent an der Kgl. Technischen Hochschule zu Berlin.
Erster Band: Bau und Berechnung der stetig arbeitenden Förderer. Zweite, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit über 400 Textfiguren. Unter der Presse.
Zweiter Band: Förderer für Einzellasten. Mit 445 Textfiguren.
Preis M. 8.—; in Leinwand gebunden M. 8,80.

Werkstattstechnik. Zeitschrift für Anlage und Betrieb von Fabriken und für Herstellungsverfahren. Herausgegeben von Dr.-Ing. **G. Schlesinger,** Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin. Jährlich 24 Hefte. Preis vierteljährlich M. 3,—.

Digitized by Google

Hilfsbuch für den Maschinenbau. Für Maschinentechniker sowie für den Unterricht an technischen Lehranstalten. Von Professor **Fr. Freytag,** Lehrer an den Technischen Staatslehranstalten zu Chemnitz. Vierte, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit 1108 Textfiguren, 10 Tafeln und einer Beilage für Österreich. In Leinwand geb. Preis M. 10,—; in Leder geb. M. 12,—.

Wärmetechnik des Gasgenerator- und Dampfkessel-Betriebes. Die Vorgänge, Untersuchungs- und Kontrollmethoden hinsichtlich Wärmeerzeugung und Wärmeverwendung im Gasgenerator- und Dampfkessel-Betrieb. Von Ingenieur **Paul Fuchs.** Dritte, erweiterte Auflage. Mit 43 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 5,—.

Formeln und Tabellen der Wärmetechnik. Zum Gebrauch bei Versuchen in Dampf-, Gas- und Hüttenbetrieben. Von **Paul Fuchs,** Ingenieur. In Leinwand gebunden Preis M. 2,—.

Technische Untersuchungsmethoden zur Betriebskontrolle, insbesondere zur Kontrolle des Dampfbetriebes. Zugleich ein Leitfaden für die Arbeiten in den Maschinenlaboratorien technischer Lehranstalten. Von Ingenieur **Julius Brand,** Oberlehrer der Kgl. Vereinigten Maschinenbauschulen zu Elberfeld. Dritte, vermehrte und verbesserte Auflage. In Vorbereitung.

Anleitung zur Durchführung von Versuchen an Dampfmaschinen und Dampfkesseln. Zugleich Hilfsbuch für den Unterricht in Maschinenlaboratorien technischer Schulen. Von **Franz Seufert,** Ingenieur, Oberlehrer an der Kgl. Höheren Maschinenbauschule zu Stettin. Dritte, erweiterte Auflage. Mit 43 Textfiguren. In Leinwand geb. Preis M. 2,60.

Technische Messungen bei Maschinen-Untersuchungen und im Betriebe. Zum Gebrauch in Maschinenlaboratorien und in der Praxis. Von Professor Dr.-Ing. **Anton Gramberg,** Dozent an der Technischen Hochschule Danzig. Zweite, umgearbeitete Auflage. Mit 233 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 8,—.

Handbuch der Feuerungstechnik und des Dampfkesselbetriebes, nebst Tabellen, Diagrammen, Rechnungsbeispielen sowie einem Anhange über allgemeine Wärmetechnik. Von Dr.-Ing. **Georg Herberg,** Halle a. S. Mit zahlreichen Textfiguren. Unter der Presse.

Ökonomik der Wärmeenergien. Eine Studie über Kraftgewinnung und -verwendung in der Volkswirtschaft. Von Dipl.-Ing. Dr. **K. B. Schmidt.** Mit 12 Textfiguren. Preis M. 6,—.

Dampfkessel-Feuerungen zur Erzielung einer möglichst rauchfreien Verbrennung. Von **F. Haier.** Zweite Auflage. Im Auftrage des Vereins deutscher Ingenieure bearbeitet vom Verein für Feuerungsbetrieb und Rauchbekämpfung in Hamburg. Mit 375 Textfiguren, 29 Zahlentafeln und 10 lithogr. Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 20,—.

Die Grundlagen der deutschen Material- und Bauvorschriften für Dampfkessel. Von **R. Baumann,** Professor an der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart. Mit einem Vorwort von Dr.-Ing. **C. v. Bach,** Kgl. Württ. Baudirektor, Professor des Maschineningenieurwesens an der Kgl. Techn. Hochschule Stuttgart, Vorstand des Ingenieurlaboratoriums und der Materialprüfungsanstalt an derselben. Mit 38 Textfiguren. Kartoniert Preis M. 2,80.

Berechnung, Entwurf und Betrieb rationeller Kesselanlagen. Von **Max Gensch,** Ingenieur, Berlin. Mit 95 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 6,—

Die Dampfkessel. Ein Lehr- und Handbuch für Studierende technischer Hochschulen, Schüler höherer Maschinenbauschulen und Techniken sowie für Ingenieure und Techniker. Bearbeitet von Professor **F. Tetzner,** Oberlehrer an den Kgl. Vereinigten Maschinenbauschulen zu Dortmund. Vierte, verbesserte Auflage. Mit 162 Textfiguren und 45 lithogr. Tafeln.
In Leinwand gebunden Preis M. 8,—.

Die Dampfkessel nebst ihren Zubehörteilen und Hilfseinrichtungen. Ein Hand- und Lehrbuch zum praktischen Gebrauch für Ingenieure, Kesselbesitzer und Studierende von **R. Spalckhaver,** Regierungsbaumeister, Kgl. Oberlehrer in Altona a. E., und **Fr. Schneiders,** Ingenieur in M.-Gladbach (Rhld.). Mit 679 Textfiguren. Preis in Leinwand gebunden M. 24,—.

Digitized by Google

Die Steuerungen der Dampfmaschinen. Von **Heinrich Dubbel,** Ingenieur. Mit 446 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 10,—.

Die ortsfesten Kolbendampfmaschinen. Ein Lehr- und Handbuch für angehende und ausübende Konstrukteure von Professor **Fr. Freytag,** Königl. Baurat, Lehrer an den Technischen Staatslehranstalten in Chemnitz. Mit 319 in den Text gedruckten Figuren und 18 Tafeln. Preis M. 14,—; in Leinwand gebunden M. 16,—.

Kondensation. Ein Lehr- und Handbuch über Kondensation und alle damit zusammenhängenden Fragen, auch einschließlich der Wasserrückkühlung. Für Studierende des Maschinenbaues, Ingenieure, Leiter größerer Dampfbetriebe, Chemiker und Zuckertechniker. Von **F. J. Weiß,** Zivilingenieur in Basel. Zweite, ergänzte Auflage. Bearbeitet von **E. Wiki,** Ingenieur in Luzern. Mit 141 Textfiguren und 10 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 12,—.

Die Kondensation der Dampfmaschinen und Dampfturbinen. Lehrbuch für höhere technische Lehranstalten und zum Selbstunterricht. Von Dipl.-Ing. **Karl Schmidt.** Mit 116 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 5,—.

Technische Thermodynamik. Von Professor Dipl.-Ing. **W. Schüle.** Zweite, erweiterte Auflage der „Technischen Wärmemechanik". Erster Band: Die für den Maschinenbau wichtigsten Lehren nebst technischen Anwendungen. In Leinwand gebunden Preis M. 12,80.

Entwerfen und Berechnen der Dampfmaschinen. Ein Lehr- und Handbuch für Studierende und angehende Konstrukteure. Von **Heinrich Dubbel,** Ingenieur. Dritte, verbesserte Auflage. Mit 470 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 10,—.

Die Dampfturbinen. Mit einem Anhang über die Aussichten der Wärmekraftmaschinen und über die Gasturbine. Von **A. Stodola,** Dr. phil. Dr.-Ing., Professor am Eidgenössischen Polytechnikum in Zürich. Vierte, umgearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 856 Textfiguren und 9 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 30,—.

Großgasmaschinen. Ihre Theorie, Wirkungsweise und Bauart. Von Heinrich Dubbel, Ingenieur. Mit 400 Textfiguren und 6 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 10,—.

Die Gasmaschine. Ihre Entwicklung, ihre heutige Bauart und ihr Kreisprozeß. Von **R. Schöttler,** Geh. Hofrat, o. Professor an der Herzogl. Technischen Hochschule zu Braunschweig. Fünfte, umgearbeitete Auflage. Mit 622 Figuren im Text und auf 12 Tafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 20,—.

Das Entwerfen und Berechnen der Verbrennungsmotoren. Handbuch für Konstrukteure und Erbauer von Gas- und Ölkraftmaschinen. Von **Hugo Güldner,** Oberingenieur, Direktor der Güldner-Motoren-Gesellschaft in München. Dritte, bedeutend erweiterte Auflage. Unter der Presse.

Dieselmaschinen für Land- und Schiffsbetrieb. Von **A. P. Chalkley** B. Sc. (Lond.), A. M. Inst. C. E., A. I. E. E. Mit einer Einleitung von Dr.-Ing. **Rudolf Diesel,** München. Ins Deutsche übertragen von Dr. phil. **Ernst Müller,** Dipl.-Ing., Gent. Zweiter, unveränderter Abdruck. Mit 90 Figuren. In Leinwand gebunden Preis M. 8,—.

Die flüssigen Brennstoffe, ihre Gewinnung, Eigenschaften und Untersuchung. Von Dr. **L. Schmitz,** Chemiker. Mit 56 Textfiguren. In Leinwand gebunden Preis M. 5,60.

Digitized by Google

Die Zwischendampfverwertung in Entwicklung, Theorie und Wirtschaftlichkeit. Von Dr.-Ing. **Ernst Reutlinger,** Chefingenieur des beratenden Ingenieurbureaus Bidag der Hans-Reisert-Gesellschaft m. b. H. in Köln. Mit 69 Textfiguren.
Preis M. 4,—; in Leinwand gebunden M. 4.80.

Die Abwärmevertretung im Kraftmaschinenbetrieb. Mit besonderer Berücksichtigung der Zwischen- und Abdampfverwertung zu Heizzwecken. Eine kraft- und wärmewirtschaftliche Studie. Von Dr.-Ing. **Ludwig Schneider,** München. Zweite, bedeutend erweiterte Auflage. Mit 118 Textfiguren und 1 Tafel. Preis M. 5,—; in Leinwand gebunden M. 5,80.

Die Wahl einer Betriebskraft. Von **Friedrich Barth,** Oberingenieur an der Bayerischen Landesgewerbeanstalt in Nürnberg. Mit 12 Textfiguren. Preis M. 1,60.

Ermittelung der billigsten Betriebskraft für Fabriken unter Berücksichtigung der Heizungskosten, sowie der Abdampfverwertung. Von **Karl Urbahn,** Ingenieur. Zweite Auflage, bearbeitet von Dr.-Ing. **Ernst Reutlinger,** Cöln. In Vorbereitung.

Heizung und Lüftung von Gebäuden. Ein Lehrbuch für Architekten, Betriebsleiter und Konstrukteure. Von Professor Dr.-Ing. **Anton Gramberg,** Dozent an der Königlichen Technischen Hochschule in Danzig-Langfuhr. Mit 236 Figuren im Text und auf 3 Tafeln.
In Leinwand gebunden Preis M. 13.—.

Leitfaden zum Berechnen und Entwerfen von Lüftungs- und Heizungs-Anlagen. Ein Hand- und Lehrbuch für Ingenieure und Architekten. Von **H. Rietschel,** Geh. Regierungsrat, Professor an der Kgl. Technischen Hochschule zu Berlin. Vierte, vollständig neubearbeitete Auflage. Zwei Teile. Mit 92 Textfiguren, 25 Tabellen und 33 Tafeln.
In zwei Leinwandbände gebunden Preis M. 24.—.

Gewerbepolizeiliche Vorschriften für die Errichtung und den Betrieb gewerblicher Anlagen. Ein Ratgeber für Fabrikanten, Betriebsleiter und Meister. Von Dr. **A. Bender,** Kgl. Gewerbe-Rat. Mit 4 Textfiguren. Kartoniert Preis M. 1,80.

Der Fabrikbetrieb. Praktische Anleitungen zur Anlage und Verwaltung von Maschinenfabriken und ähnlichen Betrieben sowie zur Kalkulation und Lohnverrechnung. Von **Albert Ballewski.** Dritte, vermehrte und verbesserte Auflage bearbeitet von **C. M. Lewin,** beratender Ingenieur für Fabrik-Organisation in Berlin. In Leinwand gebunden Preis M. 6,—.

Fabrikorganisation, Fabrikbuchführung und Selbstkostenberechnung der Firma Ludw. Loewe & Co., Actiengesellschaft, Berlin. Mit Genehmigung der Direktion zusammengestellt und erläutert von **J. Lilienthal.** Mit einem Vorwort von Dr.-Ing. G. Schlesinger, Berlin. Zweiter, berichtigter Abdruck. Mit 132 Formularen.
In Leinwand gebunden Preis M. 10.—.

Die Inventur. Aufnahmetechnik, Bewertung und Kontrolle. Für Fabrik- und Warenhandelsbetriebe dargestellt von **Werner Grull,** beratender Ingenieur für geschäftliche Organisation und technisch-wirtschaftliche Fragen. Beeidigter und öffentlich angestellter Bücherrevisor in Erlangen.
Preis M. 6,—; in Leinwand gebunden Preis M. 7,—.

Selbstkostenberechnung im Maschinenbau. Zusammenstellung und kritische Beleuchtung bewährter Methoden mit praktischen Beispielen von Dr.-Ing. **Georg Schlesinger,** Professor an der Kgl. Techn. Hochschule zu Berlin. Mit 110 Formularen.
In Leinwand gebunden Preis M. 10.—.

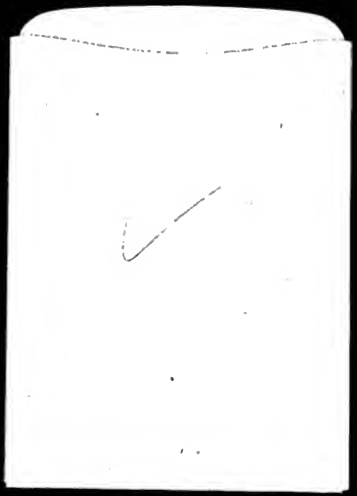
Die Betriebsleitung insbesondere der Werkstätten. Autorisierte deutsche Ausgabe der Schrift: **„Shop management"** von **Fred. W. Taylor,** Philadelphia. Von **A. Wallichs,** Professor an der Technischen Hochschule zu Aachen. Zweite, vermehrte Auflage. Mit 15 Abbildungen und 2 Zahlentafeln. In Leinwand gebunden Preis M. 6,—.

Digitized by Google

Digitized by Google

89090522814
B89090522814A

Digitized by Google



89090522814
b89090522814a
Digitized by Google